HAL
open science

Etude des ouvrages maçonnés en pierre par la méthode des éléments discrets : caractérisation et modélisation du comportement cohésif des joints

Marie Bisoffi-Sauve

To cite this version:

Marie Bisoffi-Sauve. Etude des ouvrages maçonnés en pierre par la méthode des éléments discrets : caractérisation et modélisation du comportement cohésif des joints. Autre. Université de Bordeaux, 2016. Français. NNT : 2016BORD0069 . tel-01373072

HAL Id: tel-01373072

https://theses.hal.science/tel-01373072

Submitted on 28 Sep 2016

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THÈSE PRÉSENTÉE
POUR OBTENIR LE GRADE DE

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE BORDEAUX

École doctorale des Sciences Physiques et de l'Ingénieur
Spécialité "Mécanique"

par

Marie BISOFFI-SAUVE

ÉTUDE DES OUVRAGES MAÇONNÉS EN PIERRE PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS DISCRETS - CARACTÉRISATION ET MODÉLISATION DU COMPORTEMENT COHÉSIF DES JOINTS

Sous la direction de : **Stéphane MOREL**
Encadrée par : **Frédéric DUBOIS**

Soutenue le 13 juin 2016

Membres du jury		
M. Frédéric LEBON	Professeur, Univ. Aix-Marseille	Président
M. Paulo B. LOURENÇO	Professeur, Univ. de Minho (Portugal)	Rapporteur
M. Emmanuel FERRIER	Professeur, Univ. de Lyon 1	Rapporteur
M. Laurent BAILLET	Professeur, Univ. Joseph Fourier (Grenoble)	Examinateur
M. Alain POPINET	Ingénieur, AIA Ingénierie	Examinateur

Titre : Étude des ouvrages maçonnés en pierre par la méthode des éléments discrets - Caractérisation et modélisation du comportement cohésif des joints

Résumé : Bien que la maçonnerie en pierre soit une technique de construction ancestrale, le comportement mécanique de ce type de construction reste encore aujourd'hui méconnu. En conséquence, la réglementation concernant ces ouvrages est restrictive et considère des marges de sécurité importantes, qui conduisent à un surdimensionnement de ce type de structure. Ce projet de recherche vise à développer un code de calcul adapté à l'étude de structures maçonnées, utilisable en bureau d'études afin d'aider les ingénieurs qui ne possèdent pas d'outils adaptés aux ouvrages maçonnés sur lesquels s'appuyer.
Le logiciel de calcul aux éléments discrets LMGC90 a été choisi pour sa capacité à représenter le caractère discontinu de la maçonnerie. Une loi d'interface cohésive en mode mixte (I+II) a été mise au point afin de prendre en compte l'endommagement progressif et la dissipation d'énergie associés au comportement quasi-fragile des joints de mortier. Un protocole expérimental permettant d'estimer l'ensemble des paramètres cohésifs et frictionnels des joints de mortier a également été mis au point.
Le modèle numérique proposé est confronté à deux essais expérimentaux menés sur des murs sollicités en cisaillement sous deux conditions aux limites différentes. L'analyse des résultats obtenus met en avant l'insuffisance de la loi de Mode II proposée à décrire précisément le comportement en cisaillement dans certains cas. Des voies d'amélioration concernant la modélisation sont donc proposées, comprenant notamment l'étude précise du couplage entre l'endommagement (comportement cohésif) et le comportement frictionnel des joints sollicités en cisaillement.

Mots clés : maçonnerie, méthode des éléments discrets, joints de mortier, loi d'interface cohésive, caractérisation expérimentale

---

Title : Study of stone masonry building with discrete element method - Caracterization and modeling of the mortar joints cohesive behavior

Abstract : Stone masonry is an age-old constructive technique, nevertheless the mechnical behavior of this type of construction is still misunderstood. Consequently, standards for masonry structural design are very conservative and overestimate design of this kind of structures. Moreover, engineers cannot rely on suitable design code to assess masonry buildings. This research project aims to develop a design code suitable for structural masonry design to help engineers.
Discrete element code LMGC90 was picked for its capacity to take into account masonry discontinuities. A mixed mode I+II cohesive interface law is established in order to consider progressive damage and energy dissipation associated to quasi-brittle behaviour of mortar joints. An experimental procedure was also carried out to estimate the whole cohesive and frictional parameters of mortar joints.
The proposed numerical model is confronted to two experimental tests on shear masonry walls under two different boundary conditions. The results of the analysis shows that the developed model fails at reproducing precisely the shear behaviour especially when the normal stress to the joint strongly increses during the test. Thus we discuss on the Mode II law, and more specifically on the separation of frictional and cohesive behaviours which must be responsible for the deficient results.

Key words : masonry, discrete element method, mortar joints, cohesive interface law, experimental caracterization

---

I've got another confession to make
I'm your fool
Everyone's got their chains to break
Holding you
Were you born to resist, or be abused ?
Is someone getting the best,
The best, the best, the best of you ?
(...)
I've got another confession my friend,
I'm no fool
(...)
I swear I'll never give in, I refuse
Is someone getting the best,
The best, the best, the best of you ?

The Foo Fighters - Best of you

Remerciements

Il est certain que ce travail n'aurait pas pu aboutir sans le soutien de nombreuses personnes qui m'ont permis de mener cette thèse dans les meilleures conditions, soit par leur intérêt scientifique, leur apport professionnel, leur amitié ou leur amour. Je tiens donc ici à remercier toutes les personnes qui ont cru en moi et en mon travail, et m'ont permis d'arriver au bout de cette thèse.

Tout d'abord, je tiens à remercier mon directeur de thèse, Stéphane Morel, de m'avoir accompagnée et guidée durant ces années. Merci pour ta confiance et pour avoir fait sortir le maximum de moi-même. Merci aussi au professeur que j'ai eu il y a quelques années, qui m'a fait aspirer à la recherche.
Je remercie également grandement Frédéric Dubois, qui a su encadrer cette thèse avec bienveillance et me soutenir malgré la distance. J'ai été ravie de nos échanges, tant scientifiquement qu'humainement.

J'exprime toute ma reconnaissance à mes rapporteurs : Paulo B. Lourenço et Emmanuel Ferrier, ainsi qu'aux membres du jury : Frédéric Lebon, Laurent Baillet et Alain Popinet, pour l'intérêt qu'ils ont pu porter à ces travaux de recherche.

Merci à AIA Ingénierie de m'avoir permis de faire cette thèse. Merci en particulier à Alain Popinet, pour sa passion des monuments historiques qu'il sait transmettre autour de lui.
Je remercie également les entreprises Chaux et Enduits de Saint Astier, TMH et Pierres de Frontenac qui par leur collaboration ont rendu possible la tenue d'essais à grande échelle.

Un grand merci à l'équipe technique du laboratoire I2M : Bernard Solbès, Sylvain Matéo, Philippe Taris et Olivier Lagardère pour leur implication et le gros travail fourni, sans qui je n'aurais pu mener cette importante campagne expérimentale. Je tenais à exprimer un merci particulier à Bernard Solbès qui a été un pilier de cette campagne expérimentale, et avec qui j'ai passé de très bons moments malgré le casse-tête expérimental !

Je remercie l'ensemble du personnel du laboratoire I2M pour m'avoir accueillie durant ces années rendues inoubliables grâce à la bonne humeur et au soutien de chacun. - *Denys, Myriam, Christophe, Coco, Jean-Luc, Alain, Guillaume, Philippe, Régis, Franck, Amadou, ...*
Merci aussi à l'équipe d'AIA Ingénierie Bordeaux pour ces belles rencontres. - *Amandine, Bertrand, Maxime, Thibaut, Charles, Séverine, Guerric, Salem, ...*

Je tiens à remercier l'ensemble des stagiaires et doctorants qui ont fait un séjour (plus ou moins long) au labo et avec qui nous nous sommes serré les coudes pendant cette expérience d'apprenti chercheur.
Merci particulièrement à Alex et Antoine, collègues, amis un peu fous à l'humour décalé et confidents. J'ajoute une reconnaissance spéciale à Alex qui a été d'une aide et d'un soutien sans faille depuis le début de ma thèse.

Je tiens à remercier sincèrement Cécile (dont je taierai le surnom !), pour son rire à toute épreuve, sa présence et pour m'avoir épaulée pendant ces années.

Merci à tous mes amis, Isaline ma Picolo, ma Grat Solène, Ioani le Fennec, Adeline le Kiwi, Jojo, Lauren, les Viandes Lori et Thibaud, pour votre présence et tous ces grands moments passés avec vous à refaire le monde puis à chanter Disney, entre Baïona et le Terrier.
"That's how it's supposed to be, Living young and wild and free" - Wiz Khalifa

Un immense merci à mes demoiselles d'honneur de cœur : Chloé avec qui j'ai grandi comme avec une sœur, Mathilde et Oriane qui ont su m'encourager et me soutenir.
"Comme un homme, sois plus violent que le cours du torrent, sois plus puissant que les ouragans, sois plus ardent que le feu des volcans" - Mulan (Parce que c'est Disney, et que Mulan est la meilleure !)

Je remercie ma belle-famille, dont je suis heureuse de faire à présent partie, pour leur présence et leur soutien. - *Isa, Philippe, Matthieu, Suzane, Roxane, ...*

Toutes mes pensées vont à mes grands-parents qui m'ont chacun transmis un petit quelque chose. D'abord mes grand-pères, "Popo" et "Yaya", ces hommes exceptionnels, mais aussi Nenette, femme de force et de caractère qui a su profiter de la vie.
"Quand tu regarderas le ciel, la nuit, puisque j'habiterai dans l'une d'elles, puisque je rirai dans l'une d'elles, alors ce sera pour toi comme si riaient toutes les étoiles. Tu auras, toi, des étoiles qui savent rire !" - Le Petit Prince - Antoine de St Exupéry

Je remercie de tout cœur mes parents qui nous ont tout donné et nous ont toujours soutenu et encouragé dans nos voies respectives.
"Si tu peux rencontrer Triomphe après Défaite / Et recevoir ces deux menteurs d'un même front / Si tu peux conserver ton courage et ta tête / Quand tous les autres les perdront / (...) Tu seras un homme mon fils " - Rudyard Kipling

Merci à mon grand frère Wiki pour son soutien malgré la distance. Je pourrais épiloguer, mais rien de vaut ces paroles que tu connais si bien.
"So close, no matter how far, never be much more from the heart. Forever trusting who we are, and nothing else matters" - Metallica
Merci à toi Katon, avec qui je suis très heureuse de partager autant tous les jours.
"Hey Brother, there's an endless road to rediscover. When the sky comes fallin down, for you there's nothing in this world I would'nt do" - Avicii

Et surtout merci à toi, mon Binôme à qui je dédie ce travail. De Binômes sur les bancs de la fac, à Binômes de festayres, puis Binômes de cœur, nous voici aujourd'hui Binômes pour le meilleur et pour le pire. Merci pour ces aventures et ces instants inoubliables, à se moquer de tout et de nous, à viellir ensemble mais à rester gamins.
"Pour cette vie et celle d'après, tu seras mon unique projet (...) Je t'aimais, je t'aime et je t'aimerai" - Francis Cabrel

Table des matières

Introduction générale **1**

1 La maçonnerie : de l'assemblage à l'élément **6**
1.1 Introduction 7
1.2 La maçonnerie d'un point de vue global 9
1.3 La maçonnerie d'un point de vue local 21
1.4 Conclusion 34

2 Vers une approche numérique de la maçonnerie **35**
2.1 Introduction 36
2.2 Des propriétés de l'assemblage au comportement global 37
2.3 Des propriétés des éléments au comportement global 45
2.4 Des propriétés des éléments au comportement local 50
2.5 Choix de l'approche numérique 60

3 La maçonnerie par une approche de dynamique non régulière **62**
3.1 Introduction 63
3.2 La méthode NSCD 63
3.3 Les lois de contact 70
3.4 Proposition d'une loi de contact cohésive 75
3.5 Conclusions 95

4 Identification et validation des paramètres cohésifs et frictionnels des joints de mortier **96**
4.1 Introduction 97
4.2 Problématique 98
4.3 Présentation et caractérisation des matériaux utilisés 99
4.4 Caractérisation du mode d'ouverture (Mode I) 103
4.5 Caractérisation du mode de glissement (Mode II) 109
4.6 Modélisation de l'essai de caractérisation de Mode II 115
4.7 Conclusions 117

5 Confrontation simulations numériques vs. expérimentations **118**
5.1 Introduction 119
5.2 Essai de cisaillement sur un mur 120
5.3 Essai de Raijmakers & Vermeltfoort 131
5.4 Conclusions 147

Conclusion générale et perspectives **148**

Annexes **II**

A Étude de la loi de Mohr-Coulomb **II**

B Essais de caractérisation des matériaux **III**
B.1 Essais de compression sur blocs III
B.2 Masses volumiques des gâchées de mortier IV
B.3 Essais de flexion du mortier IV
B.4 Essais de compression sur mortier VI

C Essais de caractérisation des paramètres cohésifs des joints **VII**
C.1 Essais de caractérisation de Mode I VII
C.2 Essais de caractérisation de Mode II IX

D Essai quasi-statique sur un mur à l'échelle 1/2 **XI**
D.1 Instrumentation XI
D.2 Prédiction selon l'Eurocode 6 XII
D.3 Cycles charge-décharge sur le mur non renforcé XIV
D.4 Résultats mur renforcé XV

E Simulation de Raijmakers & Verlemfoort - calcul des paliers de frottement **XVIII**
E.1 Coefficient de frottement : $\mu = 0,82$ XVIII
E.2 Coefficient de frottement : $\mu = 0,73$ XVIII

Liste des figures

1 Évolution de la technique de la maçonnerie 2

1.1 Quelques appareillages rencontrés dans la maçonnerie 8
1.2 État de contrainte dans la maçonnerie, sous compression uniaxiale 10
1.3 Montage des essais en compression uniaxiale 10
1.4 Résultats d'essais en compression uniaxiale 11
1.5 Modes de rupture en compression uniaxiale, d'après Page [73] 12
1.6 Résultats de la campagne expérimentale de Page [73] sur la maçonnerie chargée en compression biaxiale 13
1.7 Essai de traction parallèle au lit de pose proposé par Backes [12] 14
1.8 Modes de rupture en traction uniaxiale, selon l'angle d'orientation des joints θ, d'après Samarasinghe [93] 14
1.9 Résistance à rupture sous sollicitations biaxiales de traction-compression, d'après Samarasinghe [93] 15
1.10 Modes de rupture possibles d'un mur chargé latéralement 16
1.11 Contraintes s'exerçant sur un élément au centre d'un mur cisaillé 17
1.12 Critère de rupture de la maçonnerie soumis au cisaillement ($\sigma_x = 0$), d'après Samarasinghe [93] 17
1.13 Interprétations possibles de l'essai en compression diagonale, d'après [23] . . . 18
1.14 Mécanismes de rupture locaux à l'origine de la rupture en flexion horizontale . 19
1.15 Détermination de la résistance en flexion uniaxiale 19
1.16 Ruptures en flexion possibles, d'après [78]. V2, V1 : flexion verticale ; H : flexion horizontale ; O, U, C, L : flexion biaxiale 20
1.17 Essai de flexion 3 points pour la résistance du mortier 25
1.18 Courbe contrainte-déplacement d'un matériau quasi-fragile 27
1.19 Bond wrench test 28
1.20 Essais en traction directe sur les interfaces 28
1.21 Test de résistance en traction de l'interface de Van der Pluijm [103] 29
1.22 Effets des conditions limites sur l'adoucissement de la courbe contrainte-déplacement, d'après Van Mier [104] 30
1.23 Surface nette d'adhésion en traction d'une éprouvette (à gauche) et d'un mur (à droite), d'après [103] 30
1.24 Essais de cisaillement sur les interfaces 31
1.25 Résultats du comportement des interfaces brique/mortier en cisaillement, d'après les essais de Van der Pluijm [103] 32
1.26 Essai de Vasconcelos & Lourenço [105] 32
1.27 Influence du taux d'absorption de la brique sur la résistance de l'interface, d'après Palmer *et. al.* [76] 33

2.1 Modèle de fissure diffuse de Rots [91] 38
2.2 Modèle de fissure diffuse de Lotfi & Shing [56] 38

2.3 Blocage des contraintes avec le modèle de la fissure diffuse (à gauche), et contraintes obtenues avec un modèle de fissure discrète, dans le cas d'une modélisation du béton, d'après Rots [90] . . . 39
2.4 Modèle macroscopique de Lourenço [59] . . . 40
2.5 Modèle macroscopique de Samarasinghe [93] . . . 41
2.6 Modélisation de la structure comme un système à n degrès de liberté, d'après Tomaževič [100] . . . 42
2.7 Méthode du cadre équivalent . . . 43
2.8 Méthode de modélisation par macro-éléments . . . 44
2.9 Différentes méthodes d'homogénéisation . . . 46
2.10 Modèle de Luciano *et. al.* [60] . . . 47
2.11 (a) Structure de blocs périodique, (b) Déplacements et rotations des blocs rigides 49
2.12 Mécanismes de rupture de la maçonnerie : (a) fissuration du joint en traction ; (b) glissement le long des joints horizontaux ou verticaux ; (c) fissuration des blocs en traction directe ; (d) fissuration en traction diagonale des blocs ; (e) écrasement de la maçonnerie . . . 50
2.13 (a) Portion d'un arc constitué de voussoirs, (b) Condition limite pour les voussoirs, (c) Mécanisme de rupture d'un arc . . . 51
2.14 Modèle microscopique de Riddington [87] . . . 53
2.15 Modèle d'interfaces de Sacco *et. al.* [92] . . . 54
2.16 Méthodologie d'obtention d'un troisième matériau représentant l'interface, selon [85] . . . 55
2.17 Critère de rupture du joint dans le modèle mésoscopique de Page [72] . . . 56
2.18 Surface de rupture des modèles d'interfaces . . . 57

3.1 Résolution du problème . . . 64
3.2 Relations de passage entre niveaux local et global . . . 65
3.3 Définition du repère local au niveau du contact . . . 65
3.4 Conditions de contact unilatéral . . . 67
3.5 Résolution du problème de contact frottant par projection de la dynamique condensée au contact . . . 69
3.6 Algorithme de résolution de la méthode NSCD . . . 70
3.7 Loi de contact à l'interface entre blocs . . . 70
3.8 Application de la loi de frottement sec à un mur à joints vifs, d'après Perales [79] 71
3.9 Modélisation de l'aqueduc d'Arles en dynamique, d'après Rafiee *et. al.* [81] . . . 71
3.10 Loi de Mohr-Coulomb . . . 72
3.11 Conditions de contact unilatéral modifiées selon la loi de Mohr-Coulomb avant rupture. Après rupture voir Figure 3.4 . . . 73
3.12 Loi de contact cohésive RCCM . . . 74
3.13 Conditions de contact unilatéral modifiées selon la loi RCCM . . . 74
3.14 Chemins de chargement étudiés par Dimitri *et. al.* [34] . . . 76
3.15 Microfissuration en fonction des chemins de chargement étudiés par Dimitri *et. al.* [34] . . . 76
3.16 Modèle de Camanho *et. al.* . . . 77
3.17 Dépendance au chemin du modèle de Camanho *et. al.* [25] . . . 78
3.18 Modèle de Van den Bosch *et. al.* [102] . . . 78
3.19 Dépendance au chemin du modèle de Van den Bosch *et. al.* [102] . . . 79
3.20 Loi cohésive frictionnelle en mode mixte d'après Snozzi & Molinari [95] . . . 79
3.21 Dépendance au chemin du modèle de Snozzi *et. al.* [95] . . . 80
3.22 Lois d'interfaces cohésives adoptées en modes purs . . . 82
3.23 Sollicitations de modes purs entre deux points en vis-à-vis de l'interface . . . 83

3.24 Loi cohésive adoptée en mode mixte . . . 83
3.25 Loi cohésive de mode mixte et contribution des modes I et II . . . 84
3.26 Dépendance au chemin du modèle de zone cohésive étudié . . . 88
3.27 Chemin de chargement 1 . . . 88
3.28 Courbes contrainte-déplacement correspondant au Chemin 1 . . . 89
3.29 Influence du ratio J_{II}/J_I sur la dépendance au chemin de chargement 1 . . . 90
3.30 Chemin de chargement 2 . . . 90
3.31 Courbes contrainte-déplacement correspondant au Chemin 2 . . . 90
3.32 Influence du ratio J_{II}/J_I sur la dépendance au chemin de chargement 2 . . . 92
3.33 Lois concave et convexe utilisées pour le test en compression diagonale . . . 93
3.34 Points de contact dont la variable d'endommagement $d = 1$ (beta=1-d) . . . 93
3.35 Points de contact dont l'interstice $g > 1.10^{-5}$m . . . 94
3.36 Champs de déplacement . . . 94

4.1 Types de pierres testées . . . 99
4.2 Essai de compression sur pierre . . . 100
4.3 Principe de l'essai de flexion 3 points . . . 102
4.4 Éprouvettes placées dans les gabarits . . . 104
4.5 Mise en place de l'éprouvette de traction sur le bâti . . . 105
4.6 Essai de traction pure . . . 106
4.7 Courbes expérimentales des essais de traction . . . 107
4.8 Exemple de détermination des paramètres à partir d'une courbe expérimentale de Mode I . . . 108
4.9 Essai de cisaillement pur . . . 111
4.10 Courbes expérimentales des essais de cisaillement . . . 112
4.11 Exemple de détermination des paramètres de Mode II à partir d'une courbe expérimentale . . . 112
4.12 Régression des contraintes de cisaillement maximales (en rouge) ou résiduelles (en bleu) en fonction de la contrainte normale . . . 113
4.13 Décomposition du Mode II en termes de frottement et de cohésion . . . 113
4.14 Variation de l'énergie de rupture en fonction des paliers de compression . . . 115
4.15 Essai en cisaillement : modèle aux éléments discrets déformable . . . 115
4.16 Essais en cisaillement : comparaison des courbes numériques et expérimentales 116

5.1 Photo du montage du mur . . . 121
5.2 Réponse du mur lors de la résonance . . . 122
5.3 Courbes force-déplacement obtenues pour le mur non renforcé . . . 123
5.4 Renforcement du mur . . . 123
5.5 Courbes force-déplacement du mur renforcé, pour les cycles avec une surcharge verticale de 47kN . . . 124
5.6 Courbes force-déplacement du mur renforcé, pour surcharge de 35 kN . . . 124
5.7 Courbes force-déplacement du mur renforcé, pour une surcharge de 26 kN . . . 125
5.8 Courbes force-déplacement du mur renforcé, pour une surcharge de 19 kN . . . 125
5.9 Courbes force-déplacement du mur renforcé, pour une surcharge de 10 kN . . . 125
5.10 Rupture du mur renforcé . . . 126
5.11 Modèle aux éléments discrets de l'essai en cisaillement sur le mur . . . 127
5.12 Courbe force-déplacement numérique, avec une surcharge de 5T . . . 128
5.13 Résultats de la simulation avec une surcharge de 5T . . . 128
5.14 Résultats numériques pour la mise en traction du mur . . . 129
5.15 Courbe force-déplacement numérique, avec une surcharge de 1T . . . 130
5.16 Résultats de la simulation avec une surcharge de 1T . . . 130
5.17 Principe du montage de l'essai sur les murs cisaillés, [107] . . . 132

5.18 Fissuration des murs cisaillés sans ouverture [59] 133
5.19 Courbes expérimentales pour le panneau sans ouverture 133
5.20 Comportement expérimental observé par Raijmakers & Vermeltfoort : (a) Possible initiation des fissures diagonales, (b) Fissure horizontale due à la traction dans le trumeau, (c) Fissures diagonales prédominantes, (d) Mécanisme de rupture avec quatre blocs rigides articulés [59] 134
5.21 Évolution de la force horizontale en fonction du déplacement horizontal des murs avec ouverture 134
5.22 Essais de caractérisation des modes I et II, d'après Van der Pluijm [103] 135
5.23 Essai de traction directe sur une brique [103] 136
5.24 Mur de Raijmakers & Vermeltfoort : modèle aux éléments discrets déformables 137
5.25 Modélisation par des blocs étendus et des joints d'épaisseur nulle 138
5.26 Lois cohésives de modes purs correspondant aux joints de mortier dans la modélisation de l'essai de Raijmakers & Vermeltfoort 138
5.27 Déformations observées lors des mises en charges successives 140
5.28 Résultats numériques de la simulation, avec $\mu = 0,82$ 140
5.29 Résultats numériques de la simulation, avec $\mu = 0,73$ 140
5.30 Fissuration et section résistante d'un mur cisaillé 141
5.31 Endommagement ($\beta \simeq 0$ en rouge) et déformations moyennes des panneaux au début du régime linéaire 142
5.32 Évolution de l'effort vertical en fonction du déplacement horizontal 143
5.33 Prises en compte du frottement en Mode II disponibles dans le logiciel LMGC90 145
5.34 Résultats numériques de la simulation sur un mur avec ouverture 146
5.35 Évolution de l'effort vertical en fonction du déplacement horizontal, mur avec ouverture 146

A.1 Critère de Mohr-Coulomb II

D.1 Instrumentation de l'essai XII
D.2 Évènements enregistrés par l'émission acoustique XVII

Liste des tableaux

1.1 Valeurs de la résistance en flexion selon l'Eurocode 6 pour un mortier d'usage courant de résistance supérieure à 5MPa. f_{xk1} résistance verticale, f_{xk2} résistance horizontale . . . 21
1.2 Propriétés mécaniques de quelques types de pierres naturelles, d'après [35] *: *Nous pouvons noter que cette valeur minimale de la résistance des pierres calcaires est assez haute, comme nous pourrons le voir dans le Chapitre 4* . . . 22
1.3 Propriétés mécaniques de quelques briques, d'après [4] . . . 22
1.4 Propriétés mécaniques de quelques blocs de béton, d'après [35] . . . 23
1.5 Propriétés mécaniques de mortiers durcis, d'après [35] . . . 25

3.1 Paramètres de l'interface pour l'étude de la dépendance au chemin, d'après [95] 87

4.1 Paramètres mécaniques des pierres utilisées . . . 100
4.2 Proportions utilisées dans la fabrication du mortier de chaux . . . 101
4.3 Paramètres mécaniques en flexion du mortier utilisé . . . 103
4.4 Propriétés mécaniques en compression du mortier utilisé . . . 103
4.5 Paramètres cohésifs des joints en traction . . . 109
4.6 Paramètres cohésifs des joints en cisaillement . . . 114
4.7 Récapitulatif des paramètres des joints en modes purs . . . 115

5.1 Récapitulatif des paramètres des joints à la chaux en modes purs . . . 127
5.2 Paramètres cohésifs de l'assemblage wc-JO+1 :2 :9, d'après Van der Pluijm [103] 135
5.3 Paramètres cohésifs d'une brique Joosten soumise à la traction directe, d'après Van der Pluijm [103] . . . 136

B.1 Résultats des essais en compression sur pierre . . . III
B.2 Masse volumique des gâchées . . . IV
B.3 Paramètres du pré-pic des essais de flexion . . . V
B.4 Résultats des essais en compression sur mortier . . . VI

D.1 Cycles sur le mur non renforcé . . . XIV
D.2 Cycles sur le mur renforcé . . . XVI

Introduction générale

La maçonnerie : une technique de construction ancestrale

La maçonnerie est l'un des plus anciens modes constructifs qui soit encore utilisé de nos jours. Le principe simple d'empilement bloc à bloc est essentiellement le même qu'il y a des millénaires, même si les matériaux utilisés et certaines techniques de mise en œuvre ont évolué. La technique étant ancestrale, c'est l'un des systèmes constructifs les plus répandus dans le parc immobilier mondial existant. Elle est néanmoins moins présente dans la construction neuve.

L'utilisation de la technique de la maçonnerie remonte à plus de 10 000 ans. L'un des plus anciens villages au monde, Jerf el Ahmar, occupé entre 9500 et 8700 av-JC. montrait déjà des constructions en pierres de craie taillées et noyées dans un enduit de terre (Figure 1a).
Dans l'Egypte ancienne, à partir de 3000 av. JC, se développe l'architecture funéraire monumentale. Les premiers monuments funéraires érigés sont les mastabas, constitués de briques d'argile crue ou de pierres de taille. Leur hauteur visible varie de 4m à 10m, mais la structure s'enfonce à 20m de profondeur. Les mastabas évoluent en pyramides à degrés vers 2700 av. JC afin de s'élever plus haut vers le ciel. La première pyramide à degrés est celle de Djéser (62m de haut), se situant à Saqqarah et construite par l'architecte Imhotep. Ce serait lui qui généralisa l'utilisation de la pierre de taille pour les temples et tombeaux. Enfin, environ 200 ans plus tard apparaissent les pyramides à faces lisses, dont la plus connue est certainement celle de Khéops ($\simeq$ 2560 av. JC). Ce monument s'élève à 137m de hauteur et est constitué de plusieurs millions de blocs calcaires d'environ 2,5 t chacun. C'est la seule des sept merveilles du monde encore visible aujourd'hui, et elle est restée pendant des millénaires la plus haute et la plus massive construction au monde. L'architecture des pyramides révèle un grand savoir-faire des bâtisseurs égyptiens, puisque les outils étaient alors très rudimentaires. Leurs méthodes de construction restent d'ailleurs aujourd'hui assez obscures.
Dans l'Antiquité gréco-romaine, le savoir-faire se perfectionne. La civilisation grecque est à l'origine de l'architecture classique telle que nous la connaissons aujourd'hui. Les structures monumentales sont alors assez simples et fondées sur le principe colonne-entablement (équivalent au poteau-poutre). Le marbre et la pierre calcaire sont souvent utilisés à cette époque. L'un des plus beaux exemples de l'architecture grecque est l'Acropole, avec le Parthénon (447 av. JC) dont les célèbres colonnes s'élèvent à 14m de hauteur.
Les romains assimilent par la suite l'architecture grecque et lui apportent des innovations constructives. De nouveaux matériaux sont utilisés, comme la terre cuite et le ciment. Les structures sont également perfectionnées : le système poteau-poutre du modèle grec est enrichi d'arcs, de voûtes et de dômes. Les monuments romains sont ainsi plus complexes, à l'image du pont du Gard (Ier siècle) ou du Colisée (70 ap. JC).
L'apogée des techniques constructives de la maçonnerie se trouve certainement dans l'architecture gothique, illustrée par les cathédrales dans lesquelles la structure est moins massive et cherche la hauteur. La tenue de l'ouvrage ne repose plus sur sa massivité, mais sur la transmission des pressions entre les éléments. Les voûtes en croisée d'ogives permettent de reporter les pressions sur les poteaux et non sur les murs, qui peuvent alors être évidés pour

y réaliser de grandes ouvertures.
Outre les constructions monumentales notables, la maçonnerie était également utilisée pour des constructions plus modestes. Au Moyen-Âge, la plupart des habitations étaient des maisons à colombage, voire des maisons en bois ou en torchis, les maisons en pierre étant réservées aux bourgeois. Cependant, à partir du XIXe siècle, les vieilles bâtisses en bois sont progressivement détruites et remplacées par des immeubles en pierre, notamment pour réduire les risques d'incendie. Les villes se développent et des efforts sont faits pour moderniser les bâtiments, les voiries et les réseaux d'assainissement, à l'image des travaux Haussmaniens à Paris. C'est alors que la pierre de taille s'impose dans le paysage urbain tel que nous le connaissons aujourd'hui.

(a) Bâtiment du village de Jerf el Ahmar, Syrie, ≃ 9000 av-JC.

(b) Cathédrale de Reims

FIGURE 1 – Évolution de la technique de la maçonnerie

L'ensemble du patrimoine mondial atteste donc de la longévité de la technique de la maçonnerie et témoigne de la possibilité d'ériger des structures monumentales maçonnées. Avant 1945, la pierre naturelle était d'ailleurs le matériau de construction le plus commun. Mais avec les impératifs de construction d'urgence d'après-guerre et la mise en concurrence avec de nouveaux matériaux plus propices au développement des techniques industrielles (comme le béton et l'acier) la pierre a par la suite perdu du terrain [1].

Dans les constructions maçonnées contemporaines, les blocs naturels ont laissé place aux blocs de béton qui sont la plupart du temps chaînés. La maçonnerie chaînée ne fera pas partie du cadre de cette thèse, car son comportement est relativement différent des maçonneries traditionnelles non chaînées. Une autre technique moderne consiste à utiliser des blocs à bancher, qui sont par la suite remplis de béton. Avec cette méthode, les blocs sont en réalité assimilés plus à un coffrage perdu qu'à des blocs de maçonnerie.

La maçonnerie et ses enjeux contemporains

Dans le but de transmettre les connaissances architecturales et d'édifier des bâtiments de qualité, depuis l'Antiquité des textes contenant des conseils et prescriptions de construction ont été rédigés. Le plus ancien qui nous soit parvenu est le traité écrit par l'architecte Vitruve, *De Architectura*, datant du Ier siècle av. JC. Même si ce traité n'a pas les traits d'un code de construction, il a longtemps été considéré comme le document de référence d'architectes et ingénieurs. De nos jours, les normes et réglementation sont des documents de référence pour l'activité de construction. La normalisation permet d'assurer des exigences de sécurité, de sûreté et de service, en répondant aux exigences de la société actuelle.
En France, dans les années 60, apparaissent les premiers DTU (Documents Techniques Uni-

1. *source : Fédération Française du Bâtiment*

fiés) qui synthétisent les règles de l'art à respecter lors de la conception et l'exécution d'ouvrages publics ou privés. Le DTU 20.1 concerne notamment les ouvrages de maçonnerie de petits éléments. Plus récemment, les Eurocodes sont entrés en vigueur afin d'harmoniser la réglementation au niveau européen, avec l'Eurocode 6 concernant le calcul d'ouvrages en maçonnerie. Cependant, ces normes n'encouragent pas l'utilisation de ce mode constructif dans la construction neuve. En cause notamment, des restrictions au niveau de la mise en œuvre et des marges de sécurité importantes qui conduisent à un surdimensionnement des structures.
L'évolution des règles de calcul concernant la maçonnerie est en effet restée en marge des développements accomplis par l'industrie pour des matériaux contemporains comme le béton ou l'acier, plus employés dans les projets de conception. En outre, il n'existe pas de code de calcul adapté à la conception et au dimensionnement d'ouvrages maçonnés. En conséquence, la maçonnerie traditionnelle et en particulier la pierre naturelle, sont délaissées dans la construction neuve et la pierre de taille est devenue plus un matériau de façade qu'un matériau structurel.

La maçonnerie est à l'inverse très présente dans le parc existant, notamment dans les centres de nos villes et constitue nombre de monuments historiques. Connaître et comprendre le comportement de ce type de construction est donc non seulement une problématique de conservation du patrimoine, mais aussi de réhabilitation et de requalification de bâtiments pour répondre à la densification urbaine.
Cependant la rénovation de ces ouvrages anciens est souvent une problématique pour les ingénieurs qui ne sont quasiment pas formés à l'étude de bâtiments en pierre. Le comportement de ces structures est complexe et nécessite une expérience adaptée. Souvent, les bâtiments en pierre traditionnels ont été mal rénovés, en introduisant des matériaux trop rigides (ciment, acier) qui délabrent les ouvrages à long terme. En outre, des problématiques de renforcements émergent aujourd'hui, soulignant la nécessité d'un outil de calcul adapté.

De manière générale, la maçonnerie est donc un système constructif méconnu, bien que la technique soit ancestrale et qu'elle représente la plus grande partie du bâti existant. Le matériau pierre a pourtant de grandes vertus. D'abord environnementales, puisque c'est un matériau naturel qui nécessite peu d'énergie pour être extrait, recyclable à souhait et durable. D'après des analyses de cycles de vie réalisées par le CTMNC (Centre Technique des Matériaux Naturels de Construction) sur plusieurs types de pierres naturelles, leur longue durée de vie (des centaines d'années), leur entretien limité et les possibilités de revalorisation en fin de vie confèrent aux pierres naturelles un bon bilan environnemental.

De plus, contrairement aux idées reçues, la pierre naturelle est un matériau qui peut également être compétitif économiquement, car il ne nécessite pas de transformation après la taille, simplifie les phases de chantier et permet des chantiers rapides et propres. Certains architectes, tels que Gilles Perraudin, réussissent à mettre au point des projets plus économiques en pierre massive qu'en béton. D'un point de vue architectural, la pierre a aussi des qualités esthétiques et, extraite localement, elle se fait *expression du terroir*.

L'intérêt de l'étude de la maçonnerie est donc multiple. Un premier objectif serait d'optimiser la réglementation actuelle vis-à-vis des modes constructifs en pierre naturelle, afin de rendre à la pierre son rôle structurel et encourager son utilisation dans les projets de conception. Un autre point important concerne la conservation du patrimoine, dans le but de pouvoir évaluer la stabilité et de renforcer des structures anciennes dont le comportement est souvent méconnu des ingénieurs. Enfin, une meilleure connaissance de la pierre permettrait d'envisager de nouveaux modes constructifs, respectueux de l'environnement

et encourageant l'entreprenariat local.

Dans le milieu de la recherche, de nombreuses méthodes numériques ont été développées ces dernières décennies, qui permettent de mieux comprendre le comportement des ouvrages du génie civil. Mais, tandis que ces méthodes montrent leur validité pour des structures métalliques ou en béton armé, elles arrivent à leurs limites avec les structures maçonnées, se heurtant à la structure discrète de ce mode de construction. La maçonnerie doit en effet être assimilée à une structure constituée d'un assemblage de blocs plutôt qu'à un matériau à part entière.
Les nombreuses méthodes utilisées décident de se placer à différentes échelles pour décrire la maçonnerie. De manière générale, certaines méthodes représentent la structure comme un milieu continu, tandis que d'autres prennent le parti de considérer les discontinuités de la structure avec une description plus fine. Afin de prendre en compte l'effet structurel propre à la maçonnerie, la méthode des éléments discrets apparaît particulièrement adaptée grâce à sa capacité à représenter des collections d'objets en interaction.

Objectif et déroulement de la présente étude

L'objectif de cette thèse est de proposer un logiciel de calcul adapté aux ouvrages en pierre de taille. Le cadre se limitera aux murs à un seul parement. Le choix s'est naturellement porté vers la méthode aux éléments discrets et notamment vers le logiciel LMGC90, développé par le Laboratoire de Mécanique et Génie Civil (CNRS - université de Montpellier) et dédié à la modélisation des milieux divisés. Notre volonté à plus long terme serait de destiner ce logiciel à une utilisation en bureau d'études, afin d'aider les ingénieurs dans la justification de calculs de structures maçonnées.
LMGC90, basé sur la dynamique non régulière, permet de décrire le mouvement d'un grand nombre de corps, dont le comportement des uns vis-à-vis des autres est décrit par des lois d'interaction pouvant prendre en compte le frottement ou la cohésion.
Nous enrichirons en particulier le code d'une loi d'interaction destinée à modéliser la cohésion des joints de mortier et leur endommagement avant rupture. Celle-ci découle des modèles de zones cohésives utilisés pour décrire la rupture des matériaux quasi-fragiles. La loi d'interaction ainsi proposée permettra d'évaluer le comportement et l'évolution de la fissuration des structures maçonnées, principalement localisée au niveau des joints.
Notre contexte sera ici plus porté sur la construction traditionnelle, mais le modèle développé est aussi adaptable à d'autres types de maçonnerie.

L'originalité de nos travaux réside dans le développement parallèle d'un modèle numérique et de protocoles expérimentaux adaptés à sa définition. La campagne expérimentale sera directement au service de la description du modèle numérique, et élaborée dans ce but.

Dans un premier chapitre nous présenterons la maçonnerie en tant que structure globale puis en tant qu'assemblage de matériaux. Les connaissances du comportement de la maçonnerie seront exposées de manière non exhaustive, en mettant en parallèle des résultats expérimentaux connus et la réglementation à laquelle elle est soumise.

Dans un second chapitre, nous nous orienterons vers une approche numérique de la maçonnerie. Nous exposerons les principales stratégies numériques en commençant par les techniques qui considèrent la maçonnerie comme un milieu continu. Nous réduirons l'échelle d'étude jusqu'à l'analyse des techniques représentant chaque élément constituant la maçonnerie. En exposant les avantages et inconvénients des différentes stratégies, nous pourrons justifier du choix de la méthode aux éléments discrets dans notre contexte.

Nous nous concentrerons sur l'étude de la maçonnerie par une approche de dynamique non régulière dans un troisième chapitre. Nous présenterons en détail la méthode *Non Smooth Contact Dynamics* que nous utilisons. Nous décrirons également la loi d'interaction que nous avons formulée dans le but de représenter le comportement quasi-fragile des joints de mortier à une échelle mésoscopique.

La campagne expérimentale de caractérisation des joints de mortier sera abordée dans le quatrième chapitre. Nous y proposerons deux protocoles expérimentaux permettant de déduire les paramètres cohésifs des joints en modes I et II, nécessaires à la définition de la loi d'interaction cohésive proposée.

Enfin, dans le cinquième et dernier chapitre, nous confronterons les résultats issus des simulations numériques à des résultats d'essais expérimentaux effectués sur des murs maçonnés et ce pour deux types de conditions aux limites. La prédictivité du modèle en termes de mécanismes de rupture, de fissuration et de forces et déplacements à rupture sera analysée.

Chapitre 1

La maçonnerie : de l'assemblage à l'élément

Sommaire

1.1 Introduction **7**
1.2 La maçonnerie d'un point de vue global **9**
1.2.1 Comportement élastique de la maçonnerie 9
1.2.2 Comportement en compression 9
1.2.3 Comportement en traction 13
1.2.4 Comportement sous sollicitation biaxiale de traction-compression . . 15
1.2.5 Comportement de la maçonnerie en cisaillement 15
1.2.6 Comportement de la maçonnerie en flexion 18
1.3 La maçonnerie d'un point de vue local **21**
1.3.1 Les éléments de corps 21
1.3.2 Les éléments de joint 24
1.3.3 Les éléments d'interfaces 26
1.4 Conclusion **34**

1.1 Introduction

La maçonnerie est une construction réalisée par un assemblage d'éléments, liés ou non par du mortier, qui peuvent être assemblés selon des procédés très divers. Si l'assemblage est irrégulier, on parle de *blocage* : des éléments sans forme définie et de tailles différentes sont jetés dans un bain de mortier. Le blocage peut être utilisé seul comme élément structurel, ou comme remplissage entre deux parements appareillés. À l'échelle de la structure, le blocage apparaît comme un matériau homogène et de faible anisotropie. Il peut être considéré, au même titre que le béton, comme un matériau biphasé relativement homogène [4].
Si l'assemblage d'éléments est régulier, et que chaque élément est posé et adapté pour occuper une place déterminée, on parle alors d'*appareillage*. On distingue les éléments de blocs qui peuvent être de natures très variées (pierre, brique, bloc de béton, ...), des éléments de joints. L'appareillage peut être plus ou moins régulier et diffère en fonction de l'époque de contruction et des régions.
On distingue quatre principales techniques d'assemblages [35] :

1. La maçonnerie de pierres sèches est composée de pierres de formes et de tailles irrégulières, ajustées et emboitées les unes aux autres sans liant (Figure 1.1a). Les joints sont qualifiés de "joints secs".

2. La maçonnerie en petit appareil est assemblée à partir de moellons, de pierres ou de briques d'une hauteur d'assise inférieure à 20cm. Les blocs sont le plus souvent de tailles et de formes irrégulières, et liés entre eux avec un mortier (Figure 1.1b)

3. La maçonnerie en moyen appareil est constituée de blocs de taille petite à moyenne, fabriqués ou taillés assez précisément. Les éléments sont assemblés selon un motif de base qui se répète et les irrégularités sont généralement rattrapées par un liant comme le mortier (Figure 1.1c, 1.1d). La plupart des maçonneries construites de nos jours correspondent à ce type d'appareil.

4. La maçonnerie en grand appareil est assemblée à partir de grands blocs taillés précisément. L'ensemble est organisé en suivant un motif de base qui se répète, et les éléments ne sont généralement pas liés par un mortier. On parle alors de "joints vifs".

Plus l'appareillage est régulier, plus la structure aura un caractère hétérogène et anisotrope provenant de l'arrangement géométrique, qui est amplifié par la différence des propriétés physiques et mécaniques entre les phases. C'est notamment cette anisotropie qui rend le comportement de la maçonnerie complexe.

La communauté scientifique montre un intérêt croissant pour la maçonnerie, et de nombreuses études sont menées afin d'élargir la connaissance et la compréhension de ce mode constructif. Néanmoins, les paramètres mécaniques restent encore aujourd'hui mal identifiés, en particulier dans le cas de matériaux anciens. Quant aux bureaux d'études, la plupart est encore en marge des progrès effectués, et manque de connaissances et de codes de calcul adaptés pour pouvoir valoriser la maçonnerie.

Plusieurs approches sont possibles pour appréhender le comportement de la maçonnerie : on peut la considérer comme un matériau à part entière, ou comme un assemblage d'éléments qu'il faut caractériser. Les études portant sur le comportement global de la maçonnerie visent surtout à définir des critères de rupture, sans s'attacher directement aux comportements locaux. D'autres travaux se concentrent sur le comportement de chaque élément, et des éléments les uns par rapport aux autres, afin de décrire la maçonnerie à une échelle plus réduite.

(a) Muret en pierres sèches

(b) Ferme en moellons dans le Gers

(c) Maison de briques à Amiens

(d) Échoppe bordelaise en pierre de taille

FIGURE 1.1 – Quelques appareillages rencontrés dans la maçonnerie

Dans la suite, nous décrirons la maçonnerie de ces deux points de vue : global, puis local, en considérant l'aspect expérimental, mais aussi réglementaire. Il nous paraît en effet intéressant de mettre en parallèle les approches développées dans le domaine de la recherche avec celles utilisées en bureaux d'études, afin de montrer que la réglementation en matière de maçonnerie n'est pas toujours adaptée à la réalité de ce mode constructif.

1.2 La maçonnerie d'un point de vue global

Dans cette section, nous nous attacherons à la description du comportement de la maçonnerie vue comme un ensemble. Nous recenserons les expérimentations menées par différents auteurs afin d'évaluer le comportement de la maçonnerie sous les charges auxquelles elle est suceptible d'être soumise. De manière très générale, à l'image du béton, la maçonnerie non renforcée résiste très bien aux forces de compression, moyennement au cisaillement et à la flexion, et montre une très faible résistance en traction directe.
Des campagnes expérimentales ont été menées dans le but de déterminer des *surfaces de rupture*, c'est-à-dire les contraintes limites supportées pour différentes combinaisons d'efforts. Ces surfaces de rupture prennent en compte le caractère anisotrope du matériau de manière indirecte, dans la mesure où l'influence des joints est considérée à un niveau global. La détermination expérimentale des surfaces de rupture est complexe, et nécessite une campagne expérimentale conséquente, qu'assez peu d'auteurs ont pu mener à bien. On peut néanmoins citer les travaux de Samarasinghe [93] ou de Page [73], dont les résultats seront cités tout au long de cette partie.

1.2.1 Comportement élastique de la maçonnerie

Conformément à l'Eurocode 6 [40], le module d'élasticité à court terme E peut être déterminé expérimentalement par un essai de compression, ou pris égal à :

$$E = f_k \times 1000 \tag{1.1}$$

où f_k est la résistance caractéristique en compression de la maçonnerie.

Le module de cisaillement G décrit le comportement du matériau au cisaillement. Il n'y a pas de test standardisé pour le déterminer, mais l'Eurocode 6 le relie au module d'élasticité par :

$$G = 0,4 \times E \tag{1.2}$$

Cette formule provient en fait de l'hypothèse que la maçonnerie est un matériau isotrope (*ie.* $G = E/2(1+\mu)$), dont le coefficient de Poisson est 0,25. Cette hypothèse est fortement discutable, mais se place du côté de la sécurité. D'après Tomaževič [101], cette formule surestime largement les valeurs du module de cisaillement obtenues expérimentalement, calculées à partir des déplacements latéraux mesurés lors d'un essai de résistance latérale sur un mur. Il recommande soit de considérer $G = 0,1 \times E$, soit d'utiliser directement les valeurs estimées expérimentalement.

1.2.2 Comportement en compression

1.2.2.1 Compression uniaxiale

Compression uniaxiale perpendiculaire aux lits

La maçonnerie montre une très bonne résistance face aux sollicitations de compression axiale. De ce fait, les structures ont été construites de telle sorte que la maçonnerie soit principalement sollicitée en compression (murs porteurs massifs, arcs, voûtes, ...). Traditionnellement, la compression uniaxiale perpendiculaire aux lits était donc considérée comme la seule propriété mécanique pertinente pour qualifier la maçonnerie.

Hilsdorf [48] fut l'un des premiers à tenter d'établir une relation entre la résistance en compression de la maçonnerie et la résistance de ses constituants. Selon lui, les différences

de déformations entre les blocs et le mortier (le premier étant plus rigide que le second), entraîne une compression triaxiale des joints de mortier, tandis que les blocs sont en traction biaxiale (Figure 1.2). Ceci expliquerait deux caractéristiques de la rupture de la maçonnerie en compression uniaxiale :

— la rupture s'initie par fissuration verticale ou par écrasement des blocs,

— les contraintes de compression à la rupture excèdent la résistance en compression uniaxiale du mortier

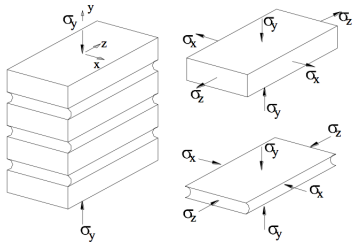
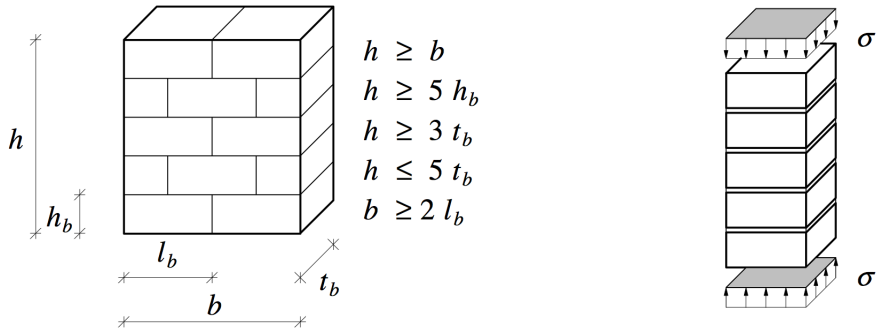


FIGURE 1.2 – État de contrainte dans la maçonnerie, sous compression uniaxiale

La résistance en compression de la maçonnerie peut être déterminée expérimentalement. L'essai normalisé RILEM [108] peut être utilisé, cependant ces éprouvettes sont encombrantes et chères à réaliser (Figure 1.3a). Par conséquent, des tests de compression sur des blocs empilés (Figure 1.3b) sont souvent réalisés, même si les résultats obtenus peuvent être légèrement différents du test normalisé. En menant des essais sur des panneaux faits de blocs en terre crue de dimensions $500 \times 250 \times 600[mm^3]$, Binda *et. al.* [16] ont montré que la résistance en compression du mortier utilisé influence fortement la résistance en compression de l'échantillon. Néanmoins, l'augmentation de la résistance en compression de l'échantillon conduit à un comportement plus fragile de la maçonnerie (Figure 1.4a).



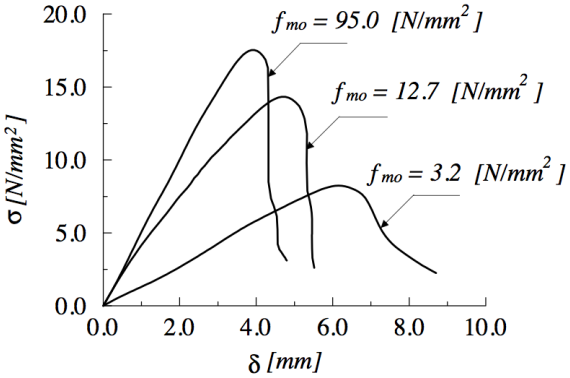
(a) Éprouvette de l'essai normalisé RILEM

(b) Éprouvette de blocs empilés

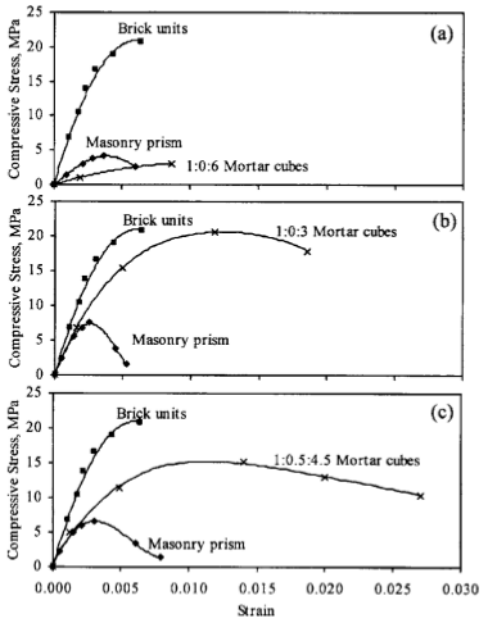
FIGURE 1.3 – Montage des essais en compression uniaxiale

Plus récemment, Kaushik *et. al.* [52] ont testé des éprouvettes en compression avec des briques d'argile pleines et différents types de mortier. Ils montrent que les courbes contrainte-déplacement de la maçonnerie se trouvent souvent en-dessous des courbes trouvées pour les briques et le mortier qui la composent (Figure 1.4b). Autrement dit, l'assemblage est moins résistant que chaque élément pris individuellement. Ceci va à l'encontre de ce qui est généralement supposé, à savoir que la résistance de la maçonnerie se trouve bornée par les résistances du composant le plus faible (le mortier) et du composant le plus fort (la brique). Cette hypothèse devient réaliste lorsque l'un des composants est beaucoup plus faible que l'autre.

Ceci illustre l'effet structurel de la maçonnerie, dont la résistance ne se résume pas seulement à la résistance de ses composants. Il faut également considérer des éventuelles concentrations ou redistributions de contraintes entre les phases, qui jouent aussi un rôle dans le comportement final de la structure.



(a) Courbes force-déplacement obtenues par Binda *et. al.* [16], où f_{mo} est la résistance en compression du mortier



(b) Courbes force-déplacement obtenues par Kaushik *et. al.* [52] ; mortier (Ciment:Chaux:Sable) faible (a), fort (b) et intermédiaire (c)

FIGURE 1.4 – Résultats d'essais en compression uniaxiale

La norme européenne [40] donne une formule de la résistance caractéristique en compression de la maçonnerie f_k, obtenue à partir de la résistance caractéristique des éléments de corps et du mortier de montage :

$$f_k = \mathrm{K} \times f_b^{\alpha} \times f_m^{\beta} \tag{1.3}$$

où f_b est la résistance moyenne normalisée de l'élément, f_m est la résistance moyenne du mortier de montage, et K est un coefficient qui dépend du type de blocs et de mortier assemblés. Les coefficients α et β sont pris égaux à 0,7 et 0,3 respectivement, dans le cas d'un montage au mortier courant avec un joint épais (>3mm). Le coefficient α est supérieur à β, car la résistance en compression de la maçonnerie est supposée plus influencée par la résistance des blocs que par la résistance du mortier.
Kaushik *et. al.* [52] ont étudié la conformité de cette équation à des résultats expérimentaux. L'équation de l'Eurocode 6 serait appropriée dans le cas de maçonneries constituées de briques à forte résistance, mais l'erreur augmente lorsque l'on considère des briques dont la résistance est plus faible. Pour des briques de faible à moyenne résistance, les auteurs proposent des coefficients $\alpha = 0,49$ et $\beta = 0,32$, ajustés par rapport à leur campagne expérimentale, qui prédiraient mieux la résistance en compression de la maçonnerie dans ces cas.

Compression uniaxiale parallèle aux lits

La maçonnerie résiste moins bien à la compression parallèle aux lits, car les joints sont continus dans ce sens. Ce comportement a reçu peu d'attention de la part des chercheurs.

Pourtant, du fait de l'anisotropie du matériau, ce type de compression peut avoir une influence sur la capacité portante de la maçonnerie.
Page [73] suggère que la rupture par compression parallèle aux lits s'initie d'abord dans les joints horizontaux, qui se fissurent sur la longueur du panneau, et ont tendance à s'ouvrir. Le panneau peut ensuite supporter des charges plus élevées, mais l'auteur considère que la rupture est atteinte à partir de la fissuration des joints horizontaux.

L'Eurocode 6 prévoit le calcul des maçonneries chargées parallèlement au lit de pose. Le calcul se fait de la même manière que pour la compression perpendiculaire au lit de pose (voir paragraphe précédent), en tenant compte de l'axe de chargement des éléments dans la détermination de f_b. De plus, pour certains types de blocs (classe 2 ou 3), un coefficient de sécurité est ajouté à la valeur de la résistance en compression f_k.

Influence de l'orientation des joints

Page [73] note que la rupture en compression uniaxiale a généralement lieu dans un plan normal au panneau testé. Selon l'orientation du joint horizontal par rapport aux contraintes appliquées, la rupture se fait par fissuration et par glissement dans les joints horizontaux et/ou verticaux ; ou par un mécanisme combinant à la fois la rupture de la brique et du mortier (Figure 1.5).

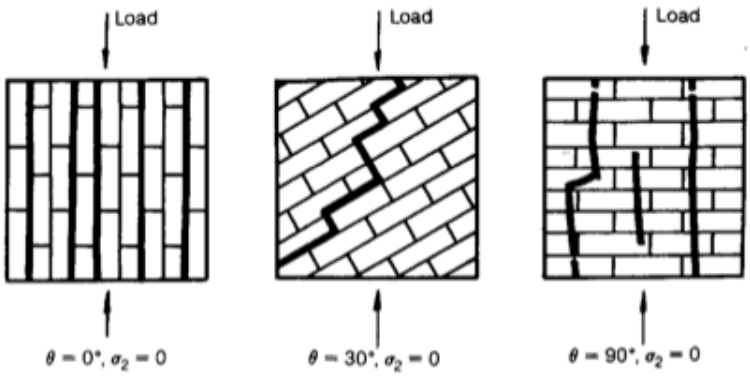
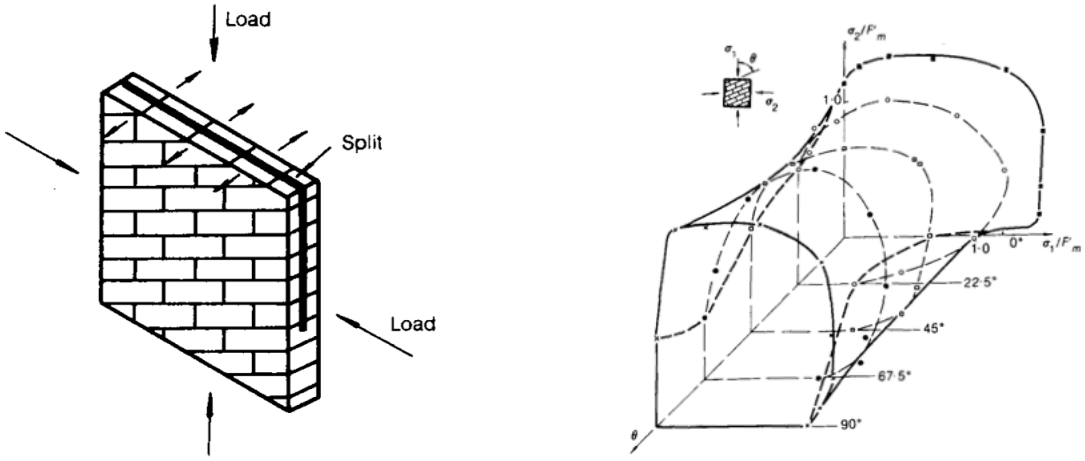


FIGURE 1.5 – Modes de rupture en compression uniaxiale, d'après Page [73]

1.2.2.2 Compression biaxiale

Page [73] fut l'un des premiers à étudier la rupture en compression biaxiale de la maçonnerie, importante pour prédire notamment la rupture par écrasement dans les murs de contreventement. La surface de rupture obtenue en fonction de l'orientation des joints horizontaux par rapport aux contraintes principales est donnée dans la Figure 1.6b. Pour la plupart des ratios des contraintes principales, la rupture apparaît de manière soudaine, par ouverture du panneau dans le plan parallèle à sa surface libre, et à la moitié de l'épaisseur, sans dépendance à l'orientation du joint horizontal (Figure 1.6a). Il paraît donc raisonnable de penser que le type de mortier et l'adhérence mortier/brique n'influence pas ce type de rupture. Cependant, lorsque l'une des contraintes principales devient prédominante, la rupture se fait plutôt par un mécanisme combinant la rupture du joint et l'ouverture latérale. Les propriétés du mortier et la qualité de l'interface brique/mortier joueraient donc un rôle dans ce cas.



(a) Rupture par ouverture des panneaux

(b) Surface de rupture

FIGURE 1.6 – Résultats de la campagne expérimentale de Page [73] sur la maçonnerie chargée en compression biaxiale

Plus tard, Dhanasekar [33] reprend les résultats expérimentaux de Page, et réexprime la surface de rupture, non plus en termes de contraintes principales, mais en termes de contraintes locales. D'après lui, une surface de rupture exprimée en termes de contraintes relatives aux plans des joints est plus logique, car les mécanismes de rupture des panneaux impliquent la plupart du temps la rupture des joints, en particulier lorsque des contraintes de traction sont présentes dans les joints. Cette formulation serait donc plus appropriée pour modéliser la maçonnerie avec des techniques aux éléments finis.

1.2.3 Comportement en traction

La maçonnerie est souvent décrite comme un matériau qui ne résiste pas à la traction. La résistance en traction est donc souvent considérée comme nulle, et n'est souvent pas prise en compte. Pourtant, cette résistance peut être un paramètre important à un niveau local. Par exemple dans le comportement d'éléments tels que les murs de contreventement, dans lesquels les charges horizontales peuvent générer des contraintes de traction dans la direction diagonale du mur.

1.2.3.1 Traction uniaxiale

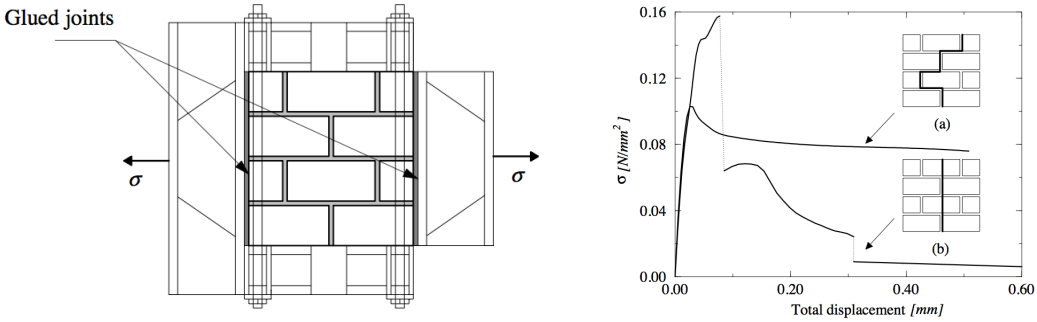
Traction uniaxiale perpendiculaire aux lits de briques

La rupture en traction uniaxiale perpendiculaire aux lits de briques dépend de la résistance en traction de l'interface entre le bloc et le joint mortier. Dans ses essais, Samarasinghe [93] observe que le plan de rupture passe presque toujours au travers des joints horizontaux. En première approximation, on peut considérer que la résistance en traction perpendiculaire aux lits de briques est égale à la résistance en traction de l'interface bloc/mortier. Cependant, dans certains cas où l'assemblage est constitué d'éléments de faible résistance et d'un mortier avec une grande résistance en traction, la rupture peut se produire et correspondre à une contrainte dépassant la limite en traction des blocs.

Traction uniaxiale parallèle aux lits de briques

En utilisant le montage de la Figure 1.7a, Backes [12] a étudié la résistance en traction de la maçonnerie parallèle au lit de pose. Les courbes force-déplacement tracées pour chaque

test (Figure 1.7b), mettent en avant deux types de rupture.



(a) Dispositif de l'essai

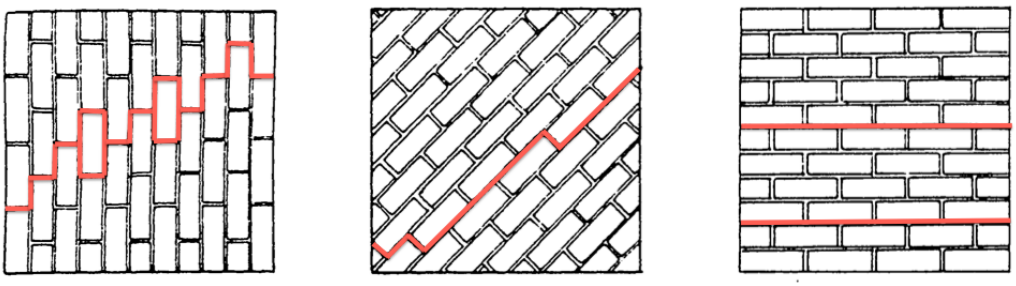
(b) Courbes force-déplacement typiques des essais

FIGURE 1.7 – Essai de traction parallèle au lit de pose proposé par Backes [12]

Lorsque la résistance en traction des briques est plus forte que la résistance en traction des joints et de l'interface, la rupture se fait par une fissure en escalier le long des joints horizontaux et verticaux. La courbe force-déplacement correspondante montre alors un plateau en partie post-pic. Dans le deuxième mode de rupture observé, lorsque les briques ont une faible résistance en traction, la rupture se fait par une fissure quasiment verticale, passant à travers les blocs et les joints verticaux. Dans ce cas, la courbe force-déplacement montre un amorçage de rupture fragile suivi d'un adoucissement jusqu'à une contrainte nulle.

Influence de l'orientation du joint sur la résistance en traction uniaxiale

L'influence de l'orientation des joints par rapport à l'application de la contrainte est forte. Samarasinghe [93] teste des panneaux de maçonnerie en traction uniaxiale. Il apparaît que l'initiation de la rupture évolue en fonction de l'angle θ entre le lit de pose et l'effort appliqué. Lorsque $\theta > 45^o$, la rupture s'initie le long des joints horizontaux, tandis qu'elle s'active d'abord dans les joints verticaux quand $\theta < 45^o$ (Figure 1.8).



(a) $\theta = 0^o$

(b) $\theta = 45^o$

(c) $\theta = 90^o$

FIGURE 1.8 – Modes de rupture en traction uniaxiale, selon l'angle d'orientation des joints θ, d'après Samarasinghe [93]

1.2.3.2 Traction biaxiale

La détermination expérimentale de la résistance en traction biaxiale est complexe, et n'a donc pas été étudiée par les auteurs cités précédemment ([93], [73]). Page a évalué un critère de rupture en traction biaxiale par un modèle numérique aux éléments finis. Il modélise les briques comme étant élastiques, et les joints de mortier sont considérés comme des éléments linéaires avec une résistance limitée. Cependant, Anthoine [9] a émis des critiques

à l'encontre de ce critère, dans la mesure où la surface de rupture donne des valeurs différentes de la résistance lorsque les deux contraintes sont égales, pour des angles d'orientation différents. Selon lui, c'est impossible pour un état de contraintes isotrope.

1.2.4 Comportement sous sollicitation biaxiale de traction-compression

Samarasinghe [93] étudie le comportement expérimental de panneaux de briques à l'échelle 1/6 afin d'obtenir la surface de rupture de la maçonnerie, sous des contraintes de traction-compression. Selon lui, ce critère de rupture est important pour prédire l'initiation de la rupture, au vu de la faible résistance en traction de la maçonnerie. Les résultats des essais permettent de tracer un critère de rupture, donné dans la Figure 1.9.

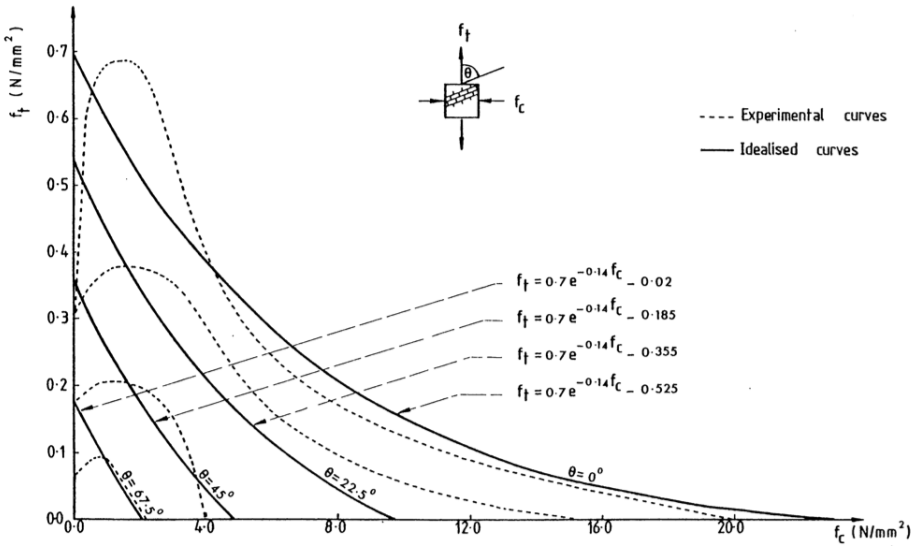


FIGURE 1.9 – Résistance à rupture sous sollicitations biaxiales de traction-compression, d'après Samarasinghe [93]

L'orientation des joints horizontaux par rapport aux contraintes principales (angle θ) a une influence marquée sur la résistance du panneau. Les plus hautes résistances sont atteintes lorsque le joint horizontal est parallèle à la direction de la charge en traction. Plus l'angle θ est grand, plus la résistance du panneau diminue.
Les enveloppes de la rupture biaxiale sont idéalisées par des courbes hyperboliques, comme indiqué dans la Figure 1.9, afin de les simplifier et les généraliser. La résistance en traction de la maçonnerie diminue avec l'augmentation de la contrainte de compression sous un état de contraintes biaxial, ce qui est typique des matériaux quasi-fragiles. Une surface de rupture est déduite de ces courbes idéalisées, prenant en compte tous les modes de rupture possibles en traction-compression biaxiale, à savoir la rupture des joints, la rupture par combinaison de la brique et du mortier, et la rupture en compression de la maçonnerie. D'après l'auteur, le critère de rupture global est donc plutôt déduit de critères locaux.

1.2.5 Comportement de la maçonnerie en cisaillement

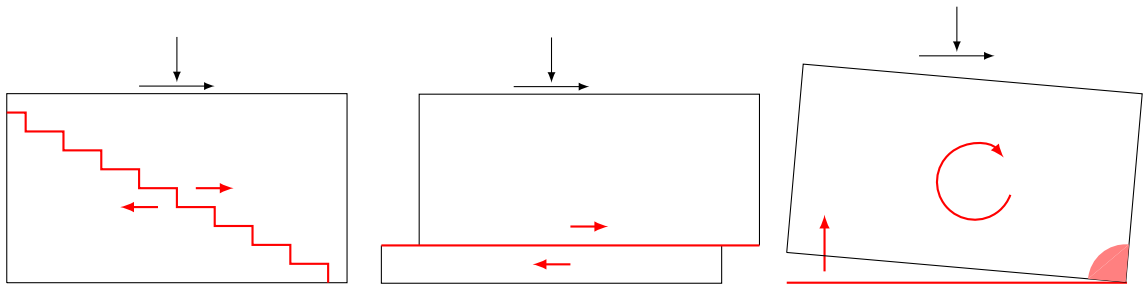
Le cisaillement se met en place lorsqu'un mur est chargé latéralement dans son plan. C'est le mécanisme prédominant dans le cas de chargements comme le vent, les séismes etc... La résistance des murs en maçonnerie cisaillés a donc été largement étudiée.

Le cisaillement est un comportement complexe influencé par de nombreux facteurs, et résulte rarement en une rupture par cisaillement pur. Même si la résistance aux chargements

latéraux est importante, la capacité de déformation et la capacité de dissipation d'énergie provenant de l'aptitude des blocs à glisser les uns par rapport aux autres, sont aussi souvent prises en compte, surtout dans le cas de l'évaluation au séisme.

Si le chargement vertical est suffisant, la rupture du mur peut se faire par *traction diagonale* (Figure 1.10a). Une fissure se propage dans la diagonale du mur. Selon la qualité du mortier et des briques et de la charge verticale, la fissure peut se développer le long des joints horizontaux et verticaux (fissure en escalier), ou au travers des blocs. Ce type de rupture apparaît lorsque la contrainte principale de traction excède la résistance en traction de la maçonnerie. La réponse se caractérise par une dégradation rapide de la résistance et de la raideur si les fissures traversent les blocs. Si la fissuration se fait le long des joints (cas blocs forts/mortier faible), les blocs peuvent glisser les uns par rapport aux autres et conférer une grande capacité de dissipation d'énergie à la structure.
Lorsque le mortier est de faible qualité et que l'effort vertical est faible, le chargement horizontal peut causer une rupture par *glissement* le long d'un joint horizontal (Figure 1.10b). La rupture par glissement intervient lorsque les contraintes en cisaillement excèdent la résistance en cisaillement du joint. Elle se produit généralement dans les murs non renforcés des étages supérieurs qui sont moins chargés. La réponse du mur permet une forte dissipation d'énergie, et une grande capacité en déplacement.
Une rupture par *basculement* (- appelée "*rocking*" en anglais) est susceptible de se produire si le chargement vertical est faible et le ratio moment/cisaillement devient grand (Figure 1.10c). Ce phénomène est assimilé à un comportement de flexion. Une fissure due aux contraintes de traction se forme à la base du mur, et il a tendance à se comporter comme un corps rigide tournant autour d'un axe à sa base. Une zone d'écrasement de la maçonnerie ("*toe crushing*") apparaît ensuite en pied du panneau, au niveau du point de rotation. Le mécanisme de *rocking* permet une grande capacité de déformation, mais est moins souvent rencontré.

De manière générale, on peut donc souligner que le cisaillement fait en fait intervenir la résistance en traction et en cisaillement des joints, ainsi que la résistance en traction et à l'écrasement des blocs.



(a) Rupture par traction diagonale (b) Rupture par glissement (c) Rupture par basculement

FIGURE 1.10 – Modes de rupture possibles d'un mur chargé latéralement

Les murs étant chargés la plupart du temps verticalement, le cisaillement s'apparente en fait à une sollicitation biaxiale particulière. L'état de contrainte d'un élément au centre d'un mur soumis au cisaillement est représenté dans la Figure 1.11. Pour une combinaison de τ, σ_x et σ_y, on peut associer un état de contraintes principales incliné d'un angle θ par rapport aux joints horizontaux. Les surfaces de ruptures mentionnées auparavant peuvent alors être utilisées pour étudier l'action combinée des contraintes normale et de cisaillement.

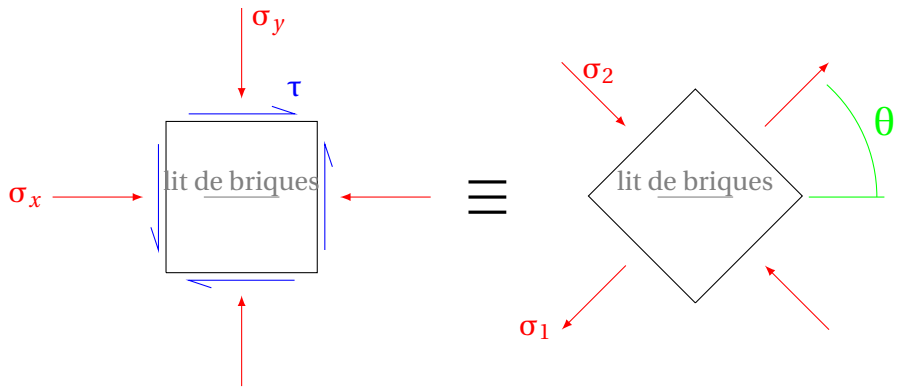


FIGURE 1.11 – Contraintes s'exerçant sur un élément au centre d'un mur cisaillé

À partir du critère de rupture en traction-compression déterminé expérimentalement, Samarasinghe [93] évalue un critère de rupture pour un mur soumis à une contrainte normale et chargé latéralement. Ce critère est donné Figure 1.12.

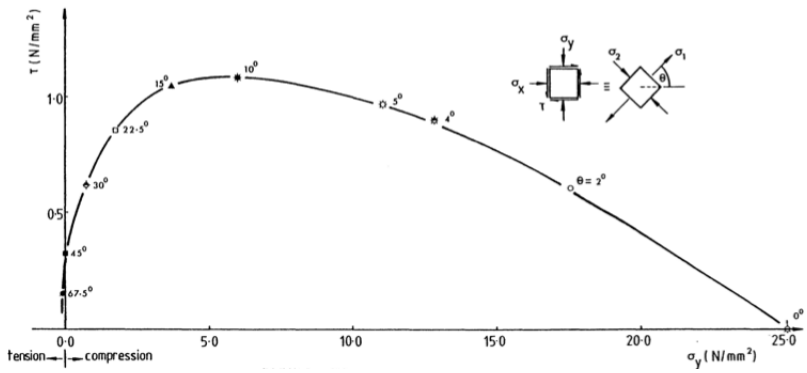


FIGURE 1.12 – Critère de rupture de la maçonnerie soumis au cisaillement ($\sigma_x = 0$), d'après Samarasinghe [93]

Il apparaît que la résistance en cisaillement de la maçonnerie augmente avec la précompression (σ_y) jusqu'à une certaine limite, puis diminue ensuite lentement. D'après l'auteur, lorsque l'angle θ excède environ 30°, la rupture se fait seulement dans les joints. À mesure que θ diminue, la contrainte de compression influence de plus en plus le mode de rupture, et la rupture se fait par une combinaison de la brique et du mortier. Enfin, quand θ s'approche de zéro, une rupture par compression des briques se manifeste.

Cas de l'essai en compression diagonale

Pour mesurer la résistance en cisaillement d'assemblages maçonnés, la norme américaine ASTM [39] recommande le test en compression diagonale. Un panneau carré de maçonnerie est soumis à une force de compression le long de sa diagonale. La ruine du panneau est généralement associée à une rupture en traction diagonale. Les fissures se développent en partant du centre du spécimen et se propagent vers les coins supérieur et inférieur. Le test en compression diagonale peut avoir plusieurs interprétations. Dans l'interprétation standard du test (norme ASTM [39]), on considère que cet essai génère un état de contrainte de cisaillement pur uniforme au sein du panneau, *ie.* un cercle de Mohr centré. La contrainte principale de traction σ_I est égale à la contrainte de compression σ_{II} et à la contrainte de cisaillement τ, et τ est alors donné par :

$$\tau_u = \frac{P_{du}}{\sqrt{2}A} = \frac{0,707\ P_{du}}{A} \tag{1.4}$$

où P_{du} est la valeur maximale de la force imposée et A est l'aire nette du panneau. Selon Calderini et. al. [22], cette méthode assimile à tort la résistance en traction diagonale à la cohésion locale des interfaces brique/mortier.

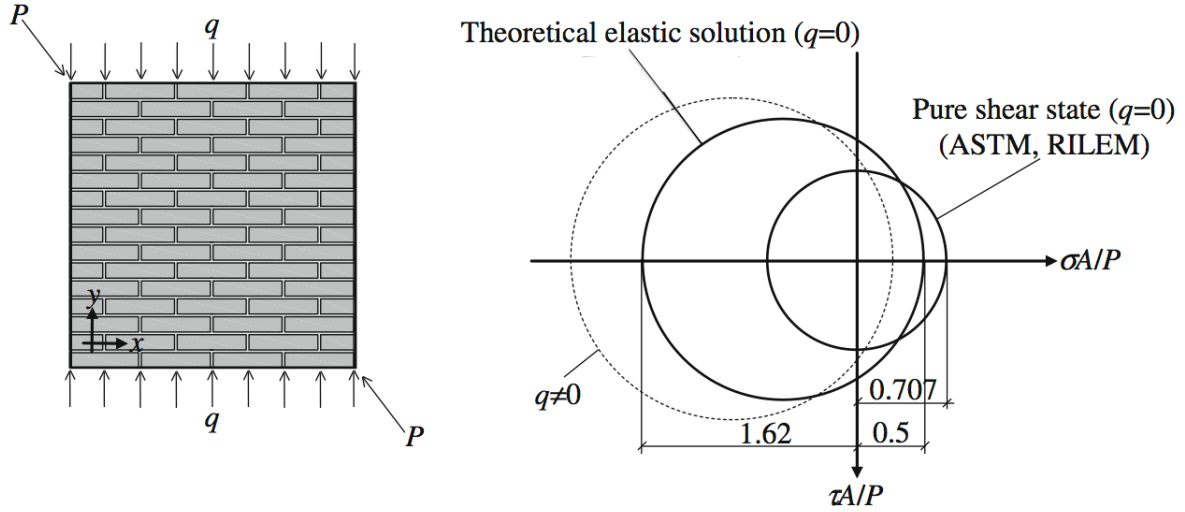


FIGURE 1.13 – Interprétations possibles de l'essai en compression diagonale, d'après [23]

Une autre interprétation du test est obtenue en faisant une analyse élastique linéaire du panneau. Celle-ci montre que l'état de contrainte au centre du panneau ne correspond pas à un état de contraintes en cisaillement pur. L'analyse donne les valeurs des contraintes principales au centre du panneau :

$$\sigma_{\mathrm{I}} = 0,5\frac{\mathrm{P}}{\mathrm{A}} \quad ; \quad \sigma_{\mathrm{II}} = -1,62\frac{\mathrm{P}}{\mathrm{A}} \tag{1.5}$$

Le cercle de Mohr correspondant est tracé dans la Figure 1.13.
Certains auteurs préfèrent alors prendre la résistance au cisaillement du panneau égale à la contrainte principale de traction σ_{I}.

Lorsqu'elle n'est pas déterminée expérimentalement, l'Eurocode 6 donne la résistance caractéristique au cisaillement f_{vk} comme :

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d \leq 0,065 f_b \tag{1.6}$$

où f_{vk0} est la résistance caractéristique initiale au cisaillement, pour une contrainte de compression nulle, σ_d est la contrainte verticale s'exerçant sur la partie comprimée du mur, et f_b est la résistance moyenne normalisée de l'élément de maçonnerie.
La première partie de l'inéquation correspond à une condition de Coulomb, qui est principalement gouvernée par la résistance de l'interface, et correspond à la résistance en cisaillement du joint horizontal [9]. La valeur limite dépend uniquement de la résistance du bloc, et correspond à une possible rupture de l'élément. Deux modes de ruptures sont donc implicitement considérés : la rupture par cisaillement et la rupture par écrasement des blocs.
D'après Tomaževič [101], la définition de la résistance en cisaillement d'après la norme européenne n'est acceptable que lorsqu'une rupture par glissement se produit au sein du mur. Elle ne prend pas en compte une éventuelle rupture par traction diagonale ou par basculement.

1.2.6 Comportement de la maçonnerie en flexion

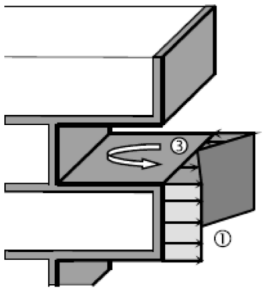
Un chargement hors plan peut être induit par le vent, les séismes, ou d'autres catastrophes naturelles (inondations, avalanches) ou accidentelles (impacts, explosions). Les com-

portements qui en résultent sont principalement dominés par de la flexion uniaxiale ou de la flexion biaxiale. La flexion uniaxiale peut se faire selon deux plans de rupture privilégiés. On distingue :

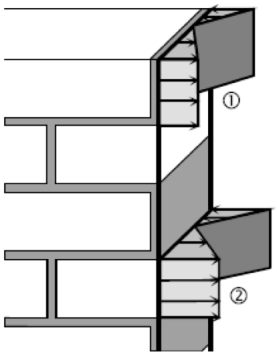
— la rupture parallèle au lit de pose (flexion verticale, *ie.* par rapport à un axe horizontal), dont la fissuration se fait généralement le long d'un joint horizontal (Figure 1.16, V1, V2). La résistance dépend alors de la résistance en traction par flexion du joint horizontal (voir §1.3.3.2).

— la rupture perpendiculaire au lit de pose (flexion horizontale, *ie.* par rapport à un axe vertical), pour laquelle la ligne de fissure peut passer par les joints horizontaux et verticaux (fissure en zig zag), ou par les joints verticaux et au travers des blocs (ligne de fissure droite). Dans le premier cas, la résistance dépend de la résistance en traction par flexion des joints verticaux, et à la résistance en torsion et au frottement des joints horizontaux (Figure 1.14a). Dans le deuxième cas, la capacité à rupture dépend de la résistance en traction par flexion des joints verticaux et de la résistance des blocs (Figure 1.14b).

La résistance en flexion uniaxiale repose donc sur des mécanismes locaux correspondant à la résistance en traction et à la torsion des joints, ou la résistance des blocs.

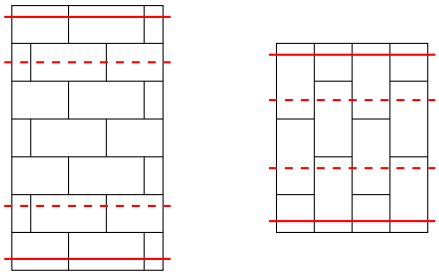


(a) Fissure en zig zag
① résistance en traction par flexion du joint ;
③ résistance à la torsion du joint

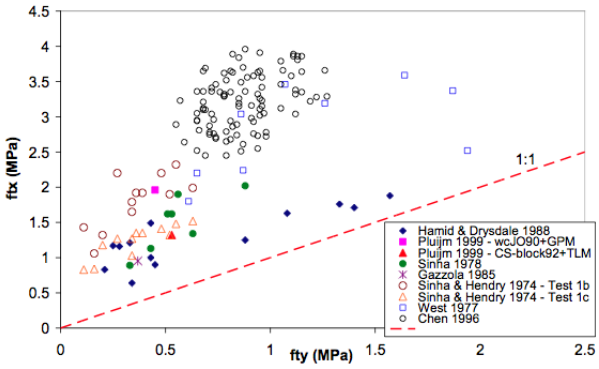


(b) Ligne de fissure droite
① résistance en traction par flexion du joint ;
② résistance des blocs

FIGURE 1.14 – Mécanismes de rupture locaux à l'origine de la rupture en flexion horizontale



(a) Essais de flexion 4 points verticale (à gauche) et horizontale (à droite)



(b) Résistance en flexion uniaxiale selon le plan de rupture, d'après [19]

FIGURE 1.15 – Détermination de la résistance en flexion uniaxiale

La flexion uniaxiale peut être déterminée expérimentalement par un test de flexion 3 ou 4 points (Figure 1.15a). Bui [19] a répertorié les valeurs obtenues expérimentalement par plusieurs auteurs. Le graphe de la Figure 1.15b montre la résistance en flexion perpendiculaire au lit de pose (ftx) en fonction de la résistance en flexion parallèle au lit de pose (fty). On peut y constater que la résistance en flexion horizontale est toujours plus grande que la résistance en flexion verticale.

Dans une structure, les murs sont appuyés sur leurs extrémités. Si un mur est appuyé sur deux bords adjacents ou plus, ce qui est le cas la plupart du temps, il est alors exposé à la flexion biaxiale (Figure 1.16, O,U,C,L). On constate alors des fissures diagonales qui s'ajoutent aux fissures observées en flexion uniaxiale. Dans les murs supportés sur quatre côtés, dans le cas général où la flexion horizontale est plus grande que la flexion verticale, une fissure se propage le long d'un joint horizontal sous un chargement contant, et un état stable se met en place. Avec l'augmentation de la charge, des fissures diagonales se forment et se propagent en activant le mécanisme qui mènera à la rupture.

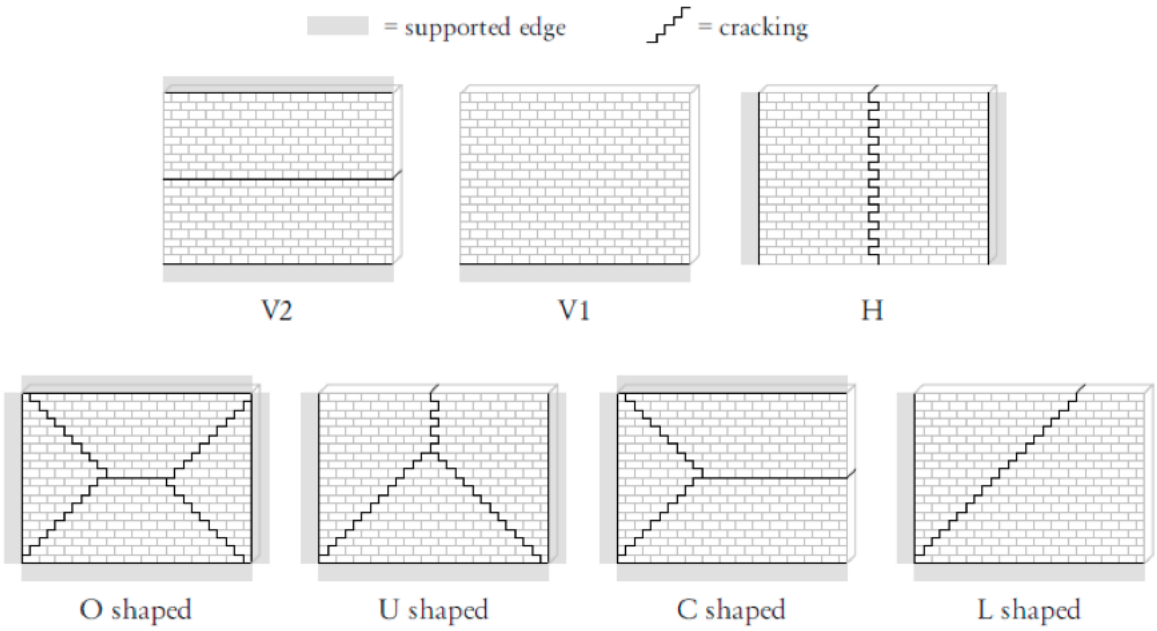


FIGURE 1.16 – Ruptures en flexion possibles, d'après [78]. V2, V1 : flexion verticale ; H : flexion horizontale ; O, U, C, L : flexion biaxiale

Lorsqu'il n'y a pas de données provenant d'essais, l'Eurocode 6 prévoit des valeurs tabulées pour la résistance en flexion uniaxiale, dépendant du type d'élément de maçonnerie et de la résistance du mortier. Le Tableau 1.1 donne la résistance en flexion uniaxiale pour une résistance en compression du mortier supérieure à 5 MPa. Les valeurs se placent largement du côté de la sécurité, puisqu'elles apparaissent bien en-dessous des valeurs expérimentales de la Figure 1.15b, alors que le coefficient de sécurité n'est pas encore pris en compte. On peut aussi soulever le fait que les résistances données par le Tableau 1.1 ne dépendent pas de la résistance des blocs mais uniquement de leur nature, et peu de la résistance du mortier. La résistance de l'interface brique/mortier n'est pas non plus prise en compte, alors qu'elle intervient dans les mécanismes rencontrés.

Type de blocs	f_{xk1} *N/mm²*	f_{xk2} *N/mm²*
Terre cuite	0,10	0,40
Silico-calcaire	0,10	0,40
Béton de granulats	0,10	0,40
Béton cellulaire autoclavé	0,10	0,20-0,40 *
Pierre reconstituée	0,10	0,40
Pierre prétaillée	0,10	0,40

** : dépend de la masse volumique du béton*

TABLEAU 1.1 – Valeurs de la résistance en flexion selon l'Eurocode 6 pour un mortier d'usage courant de résistance supérieure à 5MPa. f_{xk1} résistance verticale, f_{xk2} résistance horizontale

1.3 La maçonnerie d'un point de vue local

D'un point de vue local, la maçonnerie est un matériau composite constitué de blocs liés entre eux par des joints. Lorsque l'on considère la maçonnerie comme un milieu à plusieurs phases, il devient naturel de qualifier les éléments qui la composent ainsi que leurs liaisons, pour justifier son comportement. Nous nous attacherons donc ici à présenter les éléments qui peuvent composer la maçonnerie : les éléments de corps et les éléments de joints, ainsi que leurs influences sur le comportement de la structure. L'interaction entre ces éléments est aussi étudiée en considérant un troisième élément : l'interface.

1.3.1 Les éléments de corps

1.3.1.1 Présentation des éléments de corps

Les éléments de corps constituent l'ossature de la maçonnerie. Ils peuvent être de forme et de nature variées (pierre naturelle, argile, silicate de calcium, béton). Autrefois, les blocs utilisés dépendaient des matériaux disponibles à proximité pour réduire le transport (pierre de Souppes à Paris, pierre de tuffeau dans la Loire, pierre de Bourg dans la région bordelaise, etc...). C'est entre autre pourquoi chaque région a une architecture qui lui est propre. Aujourd'hui, dans la construction neuve, les blocs utilisés sont surtout des briques industrielles creuses, ou des blocs de béton aggloméré.

1.3.1.1.1 *Les blocs naturels*

Les blocs naturels proviennent de roches extraites de carrières, puis taillées. Il existe plusieurs types de roches utilisées dans la construction :

— *les roches sédimentaires* se forment par l'accumulation de sédiments qui se déposent en couches. C'est le cas des pierres calcaires et du grès. Ces pierres ont une structure en "couches", qui leur donne un caractère anisotrope. Elles doivent être disposées de telle sorte que le lit de sédimentation soit parallèle au joint horizontal, car la résistance est plus importante dans le plan normal au plan du dépôt sédimentaire.

— *les roches magmatiques* apparaissent avec le refroidissement d'un magma, comme le granite ou le basalte. Ces roches sont assez isotropes, et peuvent être taillées et posées dans n'importe quel plan.

— *les roches métamorphiques* se constituent à partir des roches sédimentaires ou magmatiques, notamment sous l'effet de la pression et de la température. C'est le cas des marbres ou de l'ardoise. Comme pour les roches magmatiques, leurs propriétés sont

assez isotropes.

La résistance et la durabilité des pierres naturelles sont très variables, et dépendent de leur porosité. Habituellement, la résistance diminue avec l'augmentation de la porosité : les roches magmatiques sont plus résistantes que les roches sédimentaires. Quelques propriétés mécaniques des pierres naturelles sont données dans le Tableau 1.2.
De nos jours, la pierre naturelle n'est quasiment plus utilisée dans les éléments porteurs des structures neuves. Ceci est dû notamment à la méconnaissance de ce mode constructif et à la réglementation très sécuritaire qui lui est appliquée. Par exemple, dans le calcul de la résistance en compression de la maçonnerie (Equation 1.3), la constante K est plus faible pour la pierre que pour tout autre bloc plein, ce qui diminue la résistance.

Type de briques	*Masse volumique* (kg/m^3)	*Résistance en compression (MPa)*	*Module de Young* (GPa)
Pierre calcaire	1800 – 2700	20* – 240	1 – 8
Grès	2000 – 2600	20 – 250	0.3 – 8
Marbre	2400 – 2800	40 – 190	–
Granite	2500 – 2700	80 – 330	2 – 6
Basalte	2700 – 3100	50 – 290	6 – 10

TABLEAU 1.2 – Propriétés mécaniques de quelques types de pierres naturelles, d'après [35]
** : Nous pouvons noter que cette valeur minimale de la résistance des pierres calcaires est assez haute, comme nous pourrons le voir dans le Chapitre 4*

1.3.1.1.2 *Les blocs industriels*

Les blocs industriels sont fabriqués à partir d'un ou plusieurs matériaux et peuvent être cuits. On distinguera les briques, des blocs agglomérés ou encore des blocs silico-calcaires.

Les briques sont le plus souvent faites à partir d'argile, moulées par compression, extrusion, ou coulage, puis séchées ou cuites. Parfois, on peut ajouter à l'argile une matière organique, comme la paille, le lin... Elles peuvent être pleines, alvéolées ou creuses. Plus le niveau de vides est important, plus la brique aura un caractère isolant, mais moins elle sera résistante en compression. Un résumé non exhaustif des propriétés mécaniques de différents types de briques est donné dans le Tableau 1.3. Ces valeurs sont des valeurs de la bibliographie et ne sont donc pas nécessairement représentatives des résistances rencontrées en réalité, notamment concernant la brique ancienne.

Type de briques	*Résistance en compression (MPa)*	*Module de Young* (GPa)	*Coefficient de Poisson*
Brique pleine ancienne	40	8,7	0,16
Brique pleine moderne	64	14,7	0,22
Brique creuse	20	5	0,3

TABLEAU 1.3 – Propriétés mécaniques de quelques briques, d'après [4]

Les blocs agglomérés traditionnels peuvent être constitués de béton de granulats courants ou légers, ou de béton cellulaire qui a de meilleures qualités thermiques. Les blocs silico-calcaires sont quant à eux fabriqués à partir de sable et de chaux. À l'image des briques, leur structure interne peut être pleine, perforée ou creuse.

Type de blocs	*Masse volumique* (kg/m^3)	*Résistance en compression (MPa)*	*Module d'Young* (GPa)
Blocs de granulats courants (pleins-creux)	1350 - 2140	15.5 - 31.6	? - 42,3
Blocs de granulats légers (pleins-creux)	2170 - 1630	29,9 - 21,5	30,6 - 32,8
Bloc de béton cellulaire autoclavé (standard)	600	4,5	2,4

TABLEAU 1.4 – Propriétés mécaniques de quelques blocs de béton, d'après [35]

1.3.1.2 Comportement des éléments de corps

Le comportement mécanique des éléments est souvent considéré comme fragile. Le plus souvent, leur rupture est caractérisée par leur résistance en compression et/ou leur résistance en traction, tandis que leur comportement élastique est décrit par le module de Young.

La résistance en compression est déterminée par un test de compression uniaxiale. Des valeurs de résistances en compression des blocs sont données dans les Tableaux 1.2, 1.3 et 1.4. L'Eurocode 6 utilise la résistance en compression moyenne normalisée des blocs dans le calcul de murs maçonnés. La résistance caractéristique donnée par le fabricant est pondérée par un coefficient (β) afin d'obtenir le fractile à 5% de la résistance. Cette valeur est encore pondérée par deux coefficients : un coefficient de forme δ et un coefficient relatif au conditionnement des éprouvettes χ, pour obtenir la résistance moyenne normalisée f_b, utilisée dans les calculs :

$$f_b = \mathrm{R}_c \, \beta \, \delta \, \chi \tag{1.7}$$

La résistance en traction est souvent estimée via un test de flexion. Cette technique paraît assez justifiée, dans le sens où les éléments sont rarement sollicités en traction directe, mais plutôt en flexion.

Les propriétés de résistance des blocs dépend de leur taux d'absorption d'humidité. Kaushik *et. al.* [52] ont mené des essais de compression uniaxiale sur des briques en argile pleines, et ont comparé les résistances en compression à la capacité d'absorption de la brique, et au taux initial d'absorption (IRA). Le taux initial d'absorption est lié à l'effet de succion de la brique, qui absorbe l'humidité contenue dans le mortier par capillarité. Ainsi, le taux initial d'absorption s'est avéré assez corrélé à la résistance en compression des briques : pour de faibles valeurs de l'IRA, les briques ont tendance à avoir des résistances en compression plus élevées.

1.3.2 Les éléments de joint

Le joint est l'intervalle laissé entre les éléments, et est souvent considéré comme le plan de faiblesse de la maçonnerie. Il peut être garni avec un mortier, ou laissé à "vif". Dans le cas de joint vif, c'est-à-dire lorsqu'il n'y a aucun liant entre les blocs, on peut assimiler la liaison entre blocs à un frottement de Coulomb simple. Mais, la plupart du temps, le joint est rempli avec un mortier qui assure l'adhérence entre les éléments, et la liaison mécanique entre blocs demande alors une description plus complexe qu'un simple frottement de Coulomb. On différenciera les éléments de joint, qui représentent le matériau qui remplit l'interstice entre les blocs, des éléments d'interface qui représentent la liaison entre les éléments de corps et les éléments de joint. Dans cette partie concernant les éléments de joints, nous nous intéresserons surtout aux mortiers et à ses caractéristiques.

1.3.2.1 Présentation du mortier

Un mortier est un mélange d'eau, d'agrégats (habituellement du sable) et d'un liant (chaux, ciment), qui a une texture fluide lorsqu'il est frais, et durcit après sa mise en place. Son rôle est de remplir les vides laissés entre les éléments de corps, causés par les irrégularités de taille et de forme et d'assurer une cohésion entre blocs voisins, de telle sorte que la maçonnerie soit stable. Les joints sont souvent considérés comme les plans de faiblesse d'un point de vue structurel, mais ils permettent d'étanchéifier l'ossature pour qu'elle résiste aux flux d'air et d'eau, et d'éviter les phénomènes de poinçonnement entre blocs.

Le liant hydraulique est un matériau broyé, qui réagit chimiquement lorsqu'il est mélangé à l'eau, lui permettant de durcir et de lier les composants du mortier. Les principaux liants utilisés sont le ciment Portland, la chaux, ou des liants mixtes ciment/chaux. Le ciment Portland est le liant le plus utilisé. Il confère une grande résistance au mortier, et son durcissement et sa montée en résistance rapides permettent de construire rapidement.
Les liants de chaux confèrent une plus grande plasticité au mortier, ce qui facilite sa mise en œuvre et permet une bonne résistance à la fissuration du mortier durci. Cependant sa période de durcissement est très longue et peut s'étaler sur plusieurs années.
Les liants mixtes ciment/chaux confèrent une meilleure ouvrabilité au mortier, et un taux de rétention d'eau plus important que les mortiers uniquement à base de ciment.

Le sable est utilisé pour donner de la consistance au mortier. Il permet une meilleure ouvrabilité, réduit le retrait et améliore la résistance en compression du mortier. D'après Domone *et. al.* [35], le mortier ne doit pas contenir de grains de sables d'un diamètre supérieur à la moitié de l'épaisseur du joint le plus fin. Le sable utilisé doit aussi avoir une gamme de granulométrie étendue pour avoir un mortier plus résistant. Plus le sable utilisé est fin, plus la mise en œuvre du mortier demandera un apport d'eau important. Aussi, la résistance en compression et le module du mortier diminuent avec la réduction de la granulométrie du sable, tandis que le retrait dû au séchage augmente [84].

L'eau contribue à l'ouvrabilité du mortier, permet l'hydratation du ciment et facilite la carbonatation de la chaux. Si la quantité d'eau est trop importante lors de la mise en œuvre du mortier, la porosité du mortier sera plus grande et sa résistance en compression plus faible.

1.3.2.2 Propriétés des mortiers

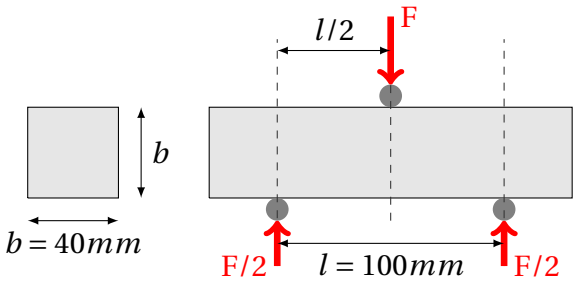
Les propriétés des mortiers dépendent de leur composition, de leur mise en œuvre et de leur temps de prise. La norme américaine ASTM C270 [21] relative à la caractérisation des mortiers distingue les propriétés du mortier plastique (frais) des propriétés du mortier durci. Les caractéristiques du mortier frais dépendent essentiellement de sa facilité de mise en œuvre et peut être définie par des tests d'écoulement ou de rétention d'eau. Les propriétés du mortier durci sont plutôt reliées à la structure finie et sont essentiellement caractérisées par les résistances en compression et en flexion.

La résistance en compression du mortier est souvent utilisée comme le principal critère de sélection du mortier car elle est relativement facile à déterminer, et peut être reliée à la résistance en traction et au taux d'absorption du mortier. L'ASTM [21] propose de déterminer expérimentalement la résistance en compression sur des cylindres et des cubes de mortier. Le Tableau 1.5 donne des gammes de résistance de mortiers en fonction de leurs compositions.

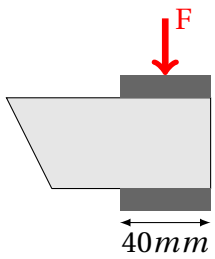
Désignation selon l'EN1996-1	*Proportions en volume* Ciment :Chaux :Sable	*Résistance en compression à 28j. (MPa)*	*Résistance en flexion à 28j. (MPa)*
M12	1 : 0-1/4 : 3	8 - 30	2,8 - 6,6
M6	1 : 1/2 : 4 1/2	5 - 18	1,8 - 4,5
M4	1 : 1 : 5-6	2 - 12	0,7 - 3,7
M2	1 : 2 : 8-9	0,8 - 5,5	0,7 - 1,7
M1 (chaux hydraulique)	0 : 1 : 2-3	0,5 - 1,0	–
M1 (chaux aérienne)	0 : 1 : 2-3	0,5 - 1,0	–

TABLEAU 1.5 – Propriétés mécaniques de mortiers durcis, d'après [35]

Dans l'Eurocode 6, la résistance en compression du mortier f_m est utilisée pour déterminer la résistance caractéristique de la maçonnerie f_k (Équation 1.3). Elle est déterminée selon la norme EN 1015-11 [5], dans laquelle la résistance en flexion est d'abord déterminée par un essai de flexion trois points jusqu'à la rupture, puis la résistance en compression du mortier est déterminée sur les mêmes éprouvettes par l'intermédiaire d'un essai de compression.



(a) Principe de l'essai de flexion 3 points



(b) Principe de l'essai de compression, à partir des morceaux de l'éprouvette de flexion

FIGURE 1.17 – Essai de flexion 3 points pour la résistance du mortier

Des mortiers avec une quantité importante de ciment sont plus résistants, plus denses et

plus imperméables. Ils sont réputés avoir une meilleure durabilité et un durcissement plus rapide. Cependant, ils conduisent également à une grande rigidité de la structure. Les mortiers contenant moins de ciment (ou aucun ciment) sont moins résistants, mais sont plus ductiles. Ils sont donc plus tolérants aux éventuels mouvements de la structure. Les résistances des mortiers fabriqués uniquement à base de chaux et de sable sont sous-estimés du fait de leur lente montée en résistance. Les tests de résistance en compression se faisant à 28 jours, ils ne sont pas représentatifs de la résistance à long terme de ce type de mortier. D'après Costigan *et. al.* [29], un mortier de chaux naturelle hydraulique NHL 5 et de sable augmente ses résistances en compression et en flexion d'environ 60 % et 80 % respectivement, entre 28 et 56 jours.

La résistance en compression ne devrait pas être le seul critère à considérer pour le choix d'un mortier. La résistance en flexion est aussi importante, car elle mesure la capacité du mortier à résister à la fissuration. La compatibilité entre le mortier et le bloc devrait aussi être prise en compte, pour optimiser la surface d'adhésion et améliorer la durabilité des structures (pas de fissuration due à la différence de raideur bloc/mortier). La résistance de l'interface peut en effet s'avérer plus importante que la résistance du mortier comme nous le verrons ci-après. À ce titre, il peut être plus intéressant de renoncer à une forte résistance en compression du mortier au profit d'une meilleure adhésion bloc/mortier.

1.3.3 Les éléments d'interfaces

L'interface correspond à la liaison entre l'élément de corps et le joint de mortier, et est souvent l'élément le plus faible d'une structure maçonnée. Dans les normes, la résistance de l'interface est prise en compte par un calcul de l'*adhérence* (en cisaillement) entre éléments de corps et mortier, qui est associée aux propriétés du mortier durci. Le comportement des interfaces contrôle la réponse non linéaire des joints et peut donc être déterminant dans le comportement global d'une structure.
Le comportement du joint de mortier lorsqu'il est considéré comme une interface est souvent étudié sur des assemblages élémentaires, comme des couples ou des triplets. Cependant dans tous ces tests, l'état de contrainte induit dans le joint de mortier est souvent hétérogène et rend difficile l'interprétation des résultats [9]. De plus, l'interface présente un comportement adoucissant qu'il peut être difficile d'appréhender expérimentalement.

1.3.3.1 Comportement adoucissant de l'interface

Les matériaux comme le béton, les céramiques, les briques et le mortier sont qualifiés de quasi-fragiles. Autrement dit, si leur comportement de rupture à l'échelle microscopique est intrinsèquement fragile (microfissuration par clivage), le caractère discontinu et diffus de l'endommagement de microfissuration confère au matériau un comportement adoucissant à l'échelle macroscopique. Ainsi, après avoir atteint une valeur maximale, leur résistance mécanique diminue avec l'augmentation des déformations, et ce jusqu'à la rupture complète. Le comportement de l'interface entre les blocs et le mortier présentent un comportement similaire. On décrira donc ici les grandes lignes d'un comportement quasi-fragile.
Une courbe contrainte-déplacement typique des matériaux quasi-fragiles est donnée Figure 1.18. On peut y différencier trois domaines :

— Au début du chargement, le matériau est dans le domaine élastique : la raideur est maximale et le comportement est réversible.

— À partir d'une certaine déformation, des microfissures se forment : c'est le domaine de fissuration diffuse. La raideur commence à diminuer, mais sa résistance continue d'augmenter.

— Passé le pic de contrainte, les microfissures coalescent pour former une macro-fissure appelée fissure principale. La fissure principale se propage ensuite au sein du matériau et s'accompagne d'une diminution de la raideur et de la contrainte avec l'augmentation des déformations, jusqu'à la rupture complète.

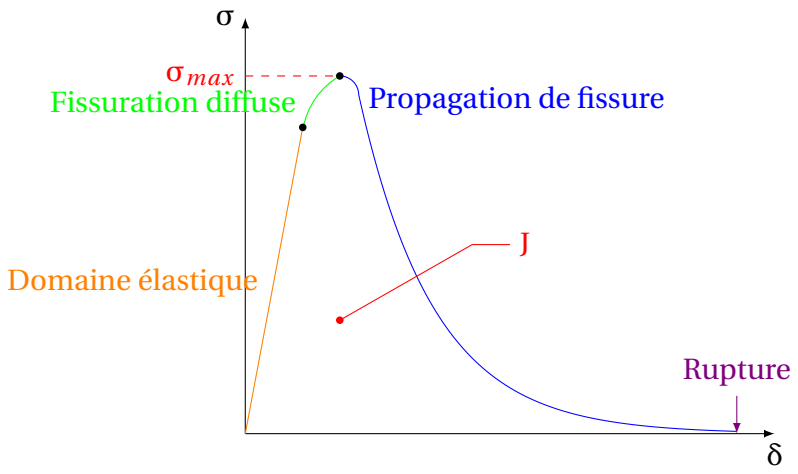


FIGURE 1.18 – Courbe contrainte-déplacement d'un matériau quasi-fragile

L'aire sous la courbe contrainte-déplacement correspond à l'énergie de rupture, et elle sera supposée être un paramètre matériau.

Afin de prédire correctement la rupture des matériaux quasi-fragiles, et décrire leur endommagement progressif, il faut prendre en compte les phénomènes d'adoucissement. De manière générale, on peut considérer deux modes de rupture de base au niveau de l'interface bloc/mortier, que l'on étudie par la suite :

— Mode I : mode d'ouverture de fissure, associée aux contraintes agissant perpendiculairement au joint, et menant à la séparation de l'interface (rupture en traction)

— Mode II : mode de glissement plan, correspondant à un mécanisme de glissement des blocs, ou à la rupture par cisaillement du joint de mortier.

La rupture par compression n'est pas associée à un mode cinématique en particulier. Notons que ce type de rupture est rarement observé dans les structures réelles.

1.3.3.2 Comportement en traction / Mode I

Il existe deux manières de qualifier un joint en traction : en traction directe ou en flexion. Ces deux tests ne donnent pas les mêmes résultats, et selon Jukes et. al. [51], cela peut être dû à plusieurs raisons :

— Les tests en traction directe ont tendance à générer un champ de contraintes qui n'est pas uniforme

— Les différentes méthodes initient la rupture à différents endroits dans le joint. Or, la mise en oeuvre des joints peut mener à une adhésion plus faible sur les bords, et donc influencer la valeur de la résistance adhésive en fonction de l'endroit où la rupture est initiée.

— Si il y a un adoucissement important, il affectera plus les tests en flexion que les tests en traction directe.

Test en traction par flexion

Un exemple de test de traction par flexion est le *bond wrench test*, qui est recommandé par la norme américaine C1072 [20] pour la détermination de la résistance en flexion de l'interface. L'essai est réalisé sur un minimum de deux blocs empilés. Pendant que l'avant dernier bloc est maintenu, une charge est appliquée sur le dernier par un bras de levier, et ce jusqu'à rupture. Le prisme peut ensuite être surélevé pour tester le joint suivant.
Ce test en traction par flexion mesure en fait une résistance à une charge hors-plan. De plus, la rupture s'initie forcément à partir d'un bord, où la contrainte maximale n'est pas forcément représentative de la surface totale d'adhésion. Nous préférerons donc étudier par la suite les tests en traction directe.

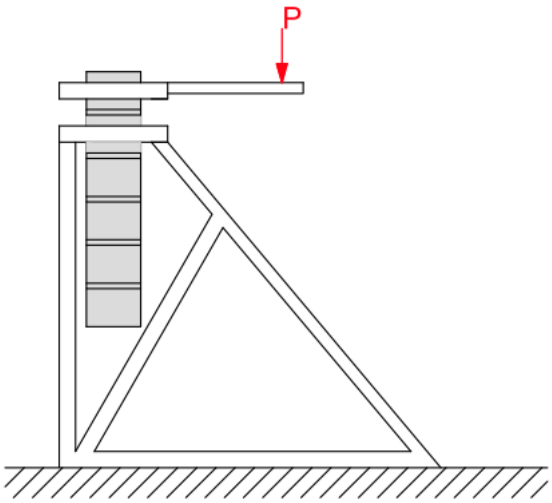
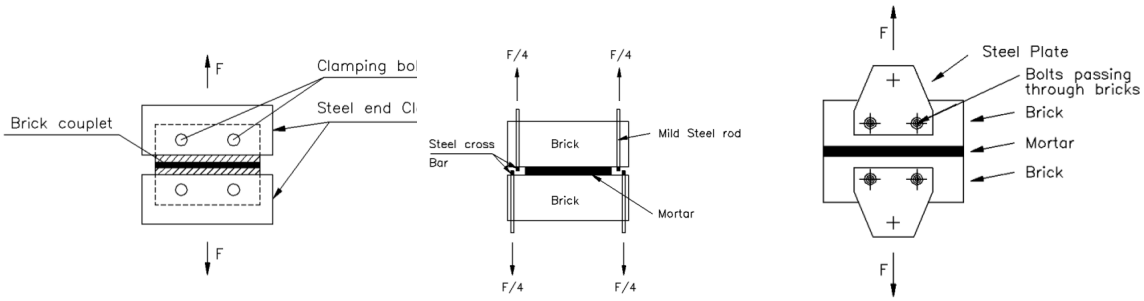


FIGURE 1.19 – Bond wrench test

Tests en traction directe

De nombreux tests ont été mis au point, dont le principal objectif est de générer une distribution de contrainte la plus uniforme possible au niveau de l'interface.



(a) Test avec mors de serrage

(b) Test de Sheffield

(c) Test avec trous forés dans les briques

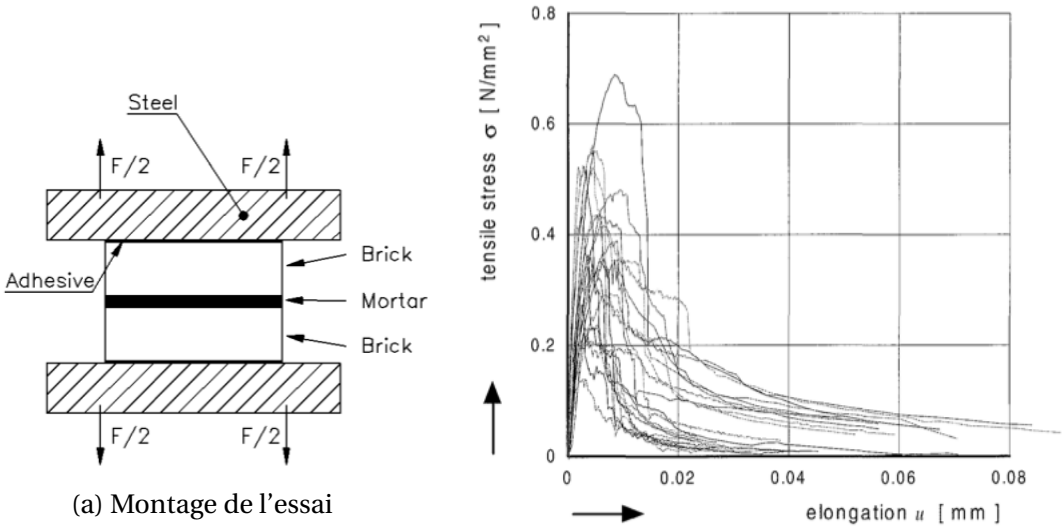
FIGURE 1.20 – Essais en traction directe sur les interfaces

L'un des premiers tests en traction directe recensé est réalisé par Palmer *et. al.* [75] qui utilisent un montage avec des machoires de serrage (Figure 1.20a). Toutefois, la distribution de contraintes générée à l'interface n'est pas uniforme et est influencée par la localisation des écrous de serrage. La résistance de l'interface est donc sous-estimée si l'on prend en compte une distribution uniforme.
Plus récemment, Taylor [99] se sert du test de Sheffield, dans lequel le chargement est appliqué via des barres passant sous la surface horizontale des blocs, près des joints de mortier

(Figure 1.20b). Cette méthode permet de minimiser les problèmes d'alignement, mais des moments sont induits par les barres latérales qui ont tendance à initier la fissure préférentiellement sur l'interface du bas. La distribution de contraintes est aussi dépendante de la raideur des blocs utilisés.
Jukes *et. al.* [51] optent par la suite pour un test dans lequel le chargement est appliqué par des tiges passant au travers des briques, grâce à des trous forés dans les blocs (Figure 1.20c). La distribution de contraintes au niveau de l'interface n'est pas uniforme, mais elle peut être déterminée par une analyse aux éléments finis. Il a ainsi été montré que la position des trous dans les briques peut influencer la résistance de l'interface.

De manière générale ces tests ont uniquement fourni des informations sur le comportement élastique et la résistance de l'interface soumise à la traction, bien que ces résultats soient parfois discutés.

Van der Pluijm [103] choisit quant à lui un montage dans lequel la charge de traction est appliquée en utilisant des plaques métalliques, qui sont fixées aux blocs par un adhésif. Pour produire une distribution presque uniforme, et donc obtenir une valeur de la résistance plus juste, les plaques doivent être suffisamment épaisses pour minimiser leur flexion [51].



(a) Montage de l'essai

(b) Courbes contrainte-déplacement obtenues pour une combinaison brique/mortier

FIGURE 1.21 – Test de résistance en traction de l'interface de Van der Pluijm [103]

En utilisant ce type de test, Van Der Pluijm [103] a pu obtenir le post-pic correspondant à la réponse de l'interface en traction, faisant de lui l'un des seuls auteurs à tracer la réponse complète d'un joint de mortier en traction. Pour cela, il décide d'appliquer le chargement aux bords des plaques métalliques et pilote l'essai en déplacement. Il évalue la raideur, la résistance maximale et l'énergie de rupture pour plusieurs combinaisons de couples briques/mortier. Néanmoins, ses résultats sont très dispersés comme peut l'illustrer la Figure 1.21b.
L'énergie de rupture est calculée comme l'aire sous la courbe contrainte-déplacement. Mais le montage étant bloqué en rotation, l'énergie de rupture peut être plus importante qu'avec des articulations [104], car plusieurs fissures peuvent se propager en même temps (Figure 1.22). Van der Pluijm justifie le montage bloqué en rotation, par le fait que la surface d'adhésion réelle entre le mortier et les blocs peut être réduite par rapport à la section brute des blocs. L'excentricité de la surface d'adhésion réelle pourrait alors engendrer une distribution

des contraintes internes non uniforme avant le pic.

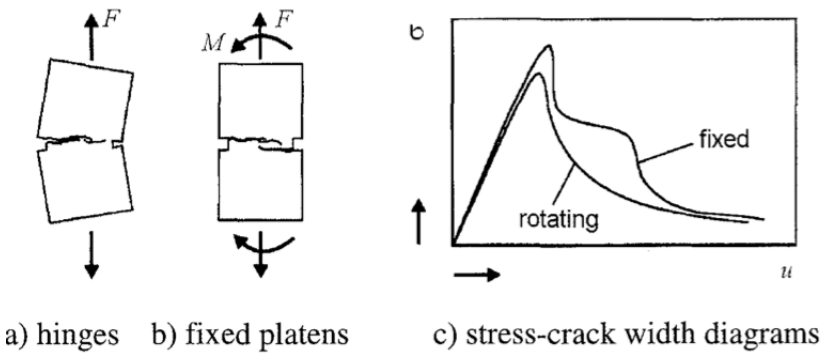


FIGURE 1.22 – Effets des conditions limites sur l'adoucissement de la courbe contrainte-déplacement, d'après Van Mier [104]

Pour Hordijk aussi [49], qui a réalisé des tests de traction directe sur des éprouvettes de béton, le montage bloqué en rotation est le plus approprié. En effet, s'il y a des articulations aux extrémités de l'éprouvette, au moment du pic de chargement, une fissure s'initie d'un seul côté du spécimen. Avec l'augmentation de la déformation moyenne, des contraintes de compression pourraient se former dans la partie du joint opposée à l'ouverture de fissure.

Van der Pluijm précise que la surface d'adhésion nette de ses éprouvettes était d'environ 35% de la surface nette de joint à cause de mauvaises conditions de mise en œuvre, ce qui doit être pris en compte. Selon lui, les valeurs déterminées avec ses éprouvettes devraient être augmentées pour une application à des murs, où la surface d'adhésion est plus élevée (Figure 1.23).

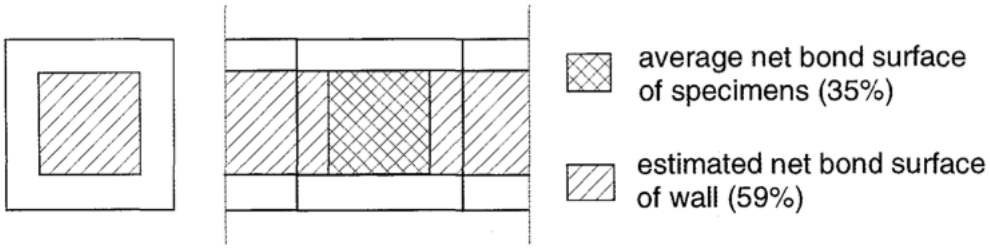


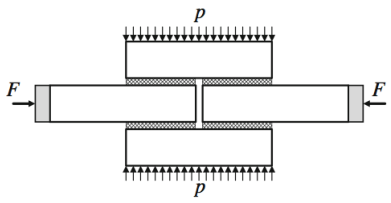
FIGURE 1.23 – Surface nette d'adhésion en traction d'une éprouvette (à gauche) et d'un mur (à droite), d'après [103]

1.3.3.3 Comportement en cisaillement / Mode II

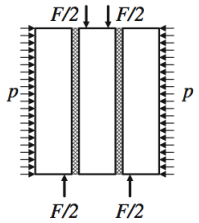
De nombreuses méthodes ont été utilisées pour déterminer la résistance en cisaillement des joints de mortier. Les tests diffèrent au niveau des arrangements utilisés et de l'application du chargement (avec ou sans charge normale aux joints), mais aussi des spécimens, dont le nombre de blocs et la forme varient.
Comme pour les tests en traction, le principal enjeu est d'appliquer une distribution uniforme des contraintes normales et tangentielles le long du joint de mortier. Les différents montages tentent de réduire le moment de flexion induit par le chargement, ainsi que les contraintes de traction le long du (ou des) joint(s).

Hamid *et. al* [46] ont utilisé un spécimen constitué de 4 blocs (Figure 1.24a) pour déterminer la résistance au cisaillement des joints dans la maçonnerie de blocs de béton. Une pré-

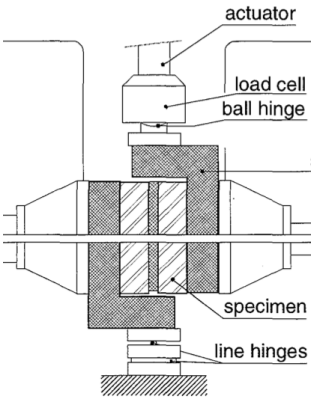
compression normale aux joints est appliquée sur les blocs latéraux, tandis que la force de cisaillement est appliquée sur les blocs centraux. Il montre que la résistance au cisaillement n'est pas seulement liée à la résistance du mortier, mais qu'elle augmente avec la contrainte de pré-compression. Il propose une relation linéaire qui relie la résistance en cisaillement à la contrainte de compression sur le joint. Cependant l'excentricité du chargement appliqué dans ce montage induit un moment dans les blocs, et génère une distribution non uniforme de la contrainte normale le long des joints de mortier. Les joints de mortier sont donc également soumis à une sollicitation de traction durant cet essai [51].



(a) Spécimen à 4 blocs



(b) Test sur triplet



(c) Montage de Van der Pluijm [103]

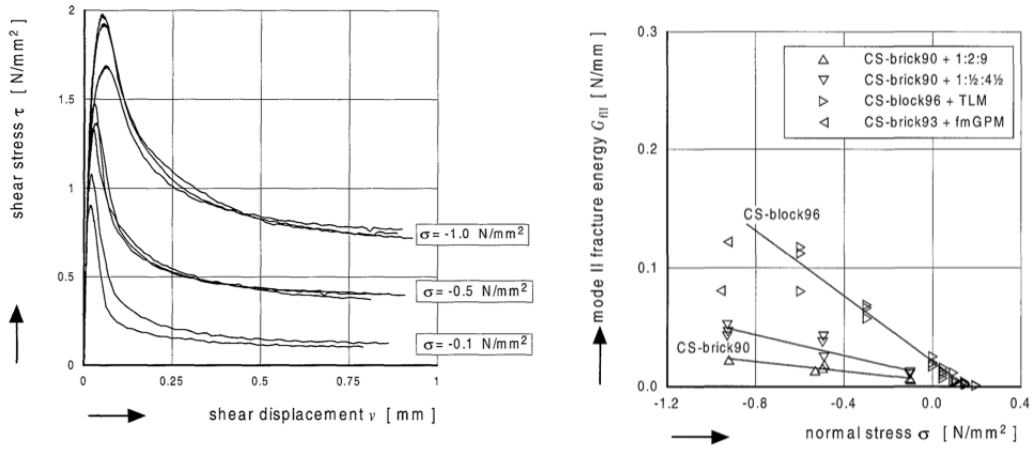
FIGURE 1.24 – Essais de cisaillement sur les interfaces

Le test sur triplets, composé de 3 blocs liés par 2 joints de mortier, est recommandé par la norme européenne (Figure 1.24b). Dans les recommandations RILEM [88], on peut réaliser le test avec ou sans compression normale aux joints. Dans les deux cas il est recommandé de placer le point d'application du chargement le plus près possible du joint pour minimiser le moment de flexion. Si le test est mené sans pré-compression, les joints seront majoritairement soumis à des contraintes de traction normale ([51], [80]). Les avantages de ce test sont sa symétrie et la stabilité de son système de chargement ([51]).

Certains auteurs estiment qu'un test sur une éprouvette comportant plusieurs joints de mortier évalue en fait la résistance du joint le plus faible et est plus difficile à analyser. Des tests sur des couples briques/mortier ont donc été mis au point.
Van der Pluijm [103] propose notamment un montage sur un couple collé entre deux pièces d'acier en forme de L qui transmettent l'effort de cisaillement (Figure 1.24c). Il permet d'obtenir un moment nul au milieu du joint. La compression est appliquée avant le test, puis gardée constante. Van der Pluijm a pu obtenir les courbes contrainte-déplacement des éprouvettes avec le post-pic (Figure 1.25a) et en déduire l'énergie de rupture d'une interface en cisaillement. Il a observé que l'énergie de rupture du Mode II dépend linéairement du niveau de contrainte normale : l'énergie de rupture de Mode II augmenterait avec l'augmentation de la contrainte de compression (Figure 1.25b).

Plus tard, Chaimoon [26] reprend le test de Van der Pluijm, en ajoutant des cales métalliques entre les pièces en forme de L et les éprouvettes, afin d'éviter d'avoir à les coller. Le chargement est appliqué de manière continue en pilotant en vitesse jusqu'au pic, puis pour certains spécimens, des cycles charge-décharge pilotés en déformation sont appliqués manuellement. Il a pu observer que les raideurs de ces cycles sont proches de la raideur initiale.

Vasconcelos *et. al.* [105] préfèrent également le test sur couple qu'ils trouvent plus simple à analyser et à contrôler en post-pic. Ils déterminent les paramètres de la résistance en ci-

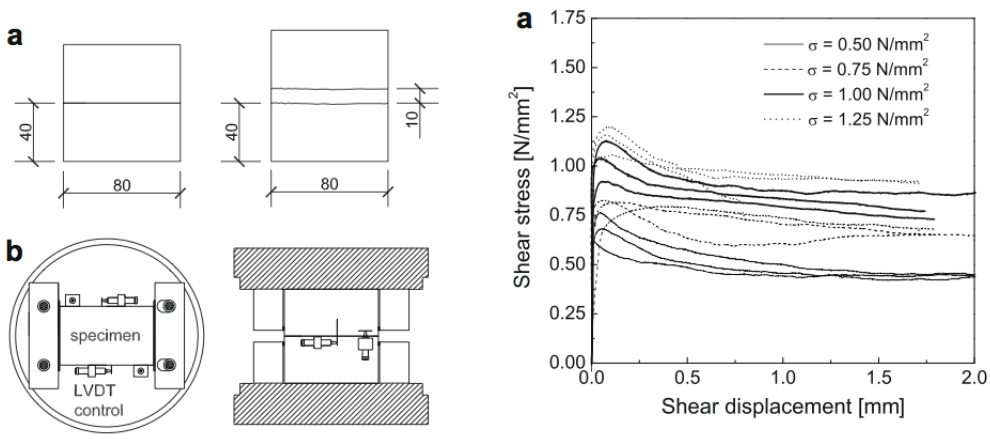


(a) Exemple de courbes contrainte-déplacement obtenues en fonction de la contrainte de compression normale aux joints

(b) Énergie de rupture en fonction de la contrainte normale, pour différentes combinaisons briques/mortier

FIGURE 1.25 – Résultats du comportement des interfaces brique/mortier en cisaillement, d'après les essais de Van der Pluijm [103]

saillement de joints secs et de joints de mortier de chaux entre des blocs de granit, pour différents niveaux de pré-compression. Leur montage est donné Figure 1.26a. Ils ont aussi obtenu la réponse complète des spécimens, comprenant la phase élastique, l'adoucissement correspondant à la réduction de la cohésion, puis le palier correspondant à la valeur du frottement sec. Cette stabilisation est suivie par le développement de larges déformations plastiques. Ils notent que pour des niveaux de pré-compression faibles à modérés, la rupture se produit à l'interface bloc/mortier. Pour un niveau de pré-compression important (ici $1,25\text{N}/mm^2$), la rupture se localise au sein du mortier.



(a) Montage de Vasconcelos & Lourenço

(b) Courbes contrainte-déplacement, pour les spécimens avec joint de mortier

FIGURE 1.26 – Essai de Vasconcelos & Lourenço [105]

1.3.3.4 Paramètres influençant la qualité de l'interface

D'après la norme américaine l'ASTM 270 [21], l'adhésion bloc/mortier est définie par l'intermédiaire de trois propriétés : sa résistance, sa surface et sa durabilité. De nombreux paramètres affectent ces propriétés, parmi lesquels on peut citer la teneur en air et la cohésion du mortier, la mise en œuvre, le taux de succion du bloc, la rétention d'eau du mortier,

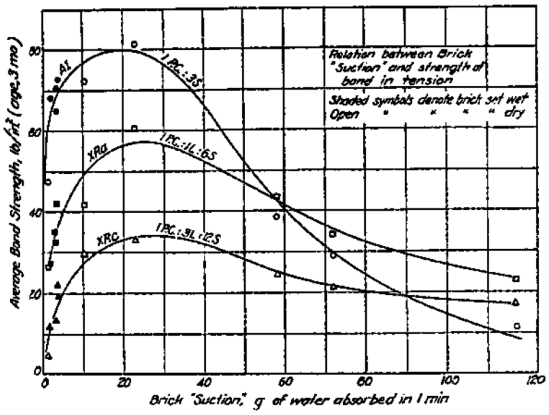


FIGURE 1.27 – Influence du taux d'absorption de la brique sur la résistance de l'interface, d'après Palmer *et. al.* [76]

la texture des blocs utilisés, etc... La surface d'adhésion est donc affectée à la fois par les propriétés du mortier et par les propriétés des briques.

La capacité de rétention d'eau du mortier et le taux d'absorption (masse d'eau absorbée en une minute) de la brique sont des paramètres importants à prendre en compte pour choisir les matériaux compatibles. Une perte excessive d'eau du mortier a tendance à diminuer l'adhérence bloc/mortier. Cette perte peut provenir d'un faible taux de rétention d'eau du mortier, d'un taux de succion des blocs important, ou encore de conditions de mise en œuvre dans un milieu trop sec. Lorsque c'est le cas, le mortier ne peut pas créer une adhésion complète avec le bloc lorsqu'il est mis en place.
Palmer *et. al.* [76] ont étudié expérimentalement la qualité de l'interface entre différents types de briques et de mortiers de ciment. La Figure 1.27 représente la résistance de l'interface en fonction du taux d'absorption des briques. L'évolution n'est pas linéaire mais a une valeur optimale. L'adhérence augmente pour de faibles taux d'absorption de la brique, puis décroît plus ou moins lentement selon le type de mortier. Cette descente dépend de la capacité de rétention d'eau du mortier.

1.4 Conclusion

La maçonnerie montre un comportement global complexe, largement influencé par l'hétérogénéité et l'anisotropie induites par l'arrangement géométrique de la structure, ainsi qu'à la différence de propriétés entre les éléments qui la composent. La détermination précise de sa résistance et des mécanismes susceptibles de se produire est rendue complexe par le grand nombre de combinaisons blocs/mortier possibles. De plus, l'influence de nombreux paramètres extérieurs (conditions limites, chargements...) conditionnent la rupture. Localement, les caractéristiques des éléments sont très dispersées selon leur nature. Le comportement adoucissant de l'interface, bien que primordial pour décrire l'endommagement, est souvent difficile à déterminer expérimentalement.
Les essais réalisés au niveau global sont le plus souvent limités à la détermination de critères de rupture et des résistances ultimes de la maçonnerie, pour des assemblages blocs/mortier précis. Les essais sont onéreux et les résultats ne sont utilisables que pour la combinaison de paramètres étudiée (blocs, mortier, conditions de chargement, *etc*). Les comportements des structures sont en réalité dus à des phénomènes locaux. Les mécanismes globaux peuvent donc être décomposés en mécanismes locaux de base : le plus souvent la traction et/ou le cisaillement des joints, et la résistance des blocs.
À une échelle plus locale, la caractérisation des éléments de corps et de joints est assez bien maîtrisée, mais leurs interactions sont encore difficiles à qualifier.
Les normes pour le calcul de la maçonnerie prennent en compte les propriétés des briques et des joints, mais de manière très simplifiée. La résistance des éléments d'interface n'est quasiment pas prise en compte malgré son effet important sur la fissuration et la rupture. Les phénomènes dus à la traction locale semblent aussi omis, bien qu'ils soient responsables de la fissuration dans des mécanismes communs (traction diagonale induite par cisaillement, flexion). La réglementation se place ainsi largement du côté de la sécurité, sûrement à cause du manque de données expérimentales et de connaissances concernant ce mode constructif.
L'obstacle majeur à l'utilisation de la maçonnerie est donc la grande diversité d'assemblages possibles blocs/mortier, qui rend difficile et onéreux une caractérisation expérimentale exhaustive. Les méthodes de calcul et de modélisation doivent donc pouvoir représenter un comportement complexe en se basant sur des méthodes de caractérisation simples.

Chapitre 2

Vers une approche numérique de la maçonnerie

Sommaire

2.1 Introduction **36**
2.2 Des propriétés de l'assemblage au comportement global **37**
2.2.1 Modélisation de la maçonnerie comme un milieu continu 37
2.2.2 Modélisation de la maçonnerie comme une structure équivalente . . . 41
2.2.3 Conclusions 45
2.3 Des propriétés des éléments au comportement global **45**
2.3.1 Homogénéisation et milieux continu de Cauchy 45
2.3.2 Milieux de Cosserat 48
2.3.3 Conclusions 49
2.4 Des propriétés des éléments au comportement local **50**
2.4.1 Analyse limite et "*No Tension Material*" 50
2.4.2 Approches microscopiques 52
2.4.3 Approches mésoscopiques 55
2.4.4 Méthodes aux éléments discrets 58
2.4.5 Conclusions 60
2.5 Choix de l'approche numérique **60**

2.1 Introduction

À l'instar de l'expérimentation, la maçonnerie peut être modélisée numériquement à différentes échelles : de l'échelle de la structure à l'échelle des élements qui la composent. Ainsi, les stratégies de modélisation développées ces dernières décennies se différencient par le choix de considérer la maçonnerie comme un matériau homogène, ou comme un matériau multi-phasique, voire comme une structure de blocs assemblés entre eux au niveau des joints.
De ce fait, on peut catégoriser les approches numériques selon l'échelle à laquelle l'utilisateur décide de se placer :

(i) *La macro-modélisation* permet de regrouper tous les éléments en un continuum. La maçonnerie est vue comme un milieu mono-phasique et on considère un matériau homogène, avec des propriétés moyennes. On tient alors compte des propriétés mécaniques globales de la structure. Cette approche peut être purement phénoménologique, en établissant des critères de rupture globaux provenant d'essais ou de la théorie de la plasticité. Il est également possible de décrire une loi de comportement à l'échelle locale (microstructurelle) avant de se placer à une échelle globale. C'est le cas des techniques d'homogénéisation et des milieux de Cosserat.

(ii) *La micro-modélisation* représente la texture réelle de la maçonnerie. Chaque élément mécanique de la structure est modélisé, à savoir les blocs, les joints de mortier et l'interface bloc/mortier. Le caractère multi-phasique de l'approche implique que l'on ait besoin des propriétés mécaniques de chaque composant.

(iii) *La micro-modélisation simplifiée* garde l'idée du caractère multi-phasique du matériau, mais la modélisation est moins détaillée en vue d'alléger les temps de calculs. On peut aussi parler de modélisation mésoscopique. Les blocs sont des éléments continus, tandis que le comportement des joints de mortier et des interfaces bloc/mortier est regroupé en une interface moyenne. L'ensemble est alors considéré comme des blocs délimités par des lignes de rupture et de glissement potentiels au niveau des éléments d'interface.

Chaque technique a ses avantages et ses inconvénients. Le choix de la méthode repose sur un compromis entre les besoins de l'utilisateur, les paramètres matériaux disponibles (ou que l'on peut déterminer) et le temps de calcul attendu. Outre la précision du modèle, le choix de la méthode dépend aussi du type d'utilisateur. En effet, ingénieurs et chercheurs n'ont pas les mêmes connaissances et ne disposent pas des mêmes ressources techniques et scientifiques, ou délais d'études.

Ce chapitre vise à introduire les principales approches numériques adaptées à la modélisation de la maçonnerie, afin d'étayer le choix de la méthode adoptée par la suite. Notre décision sera conditionnée par un compromis entre les besoins et ressources d'un bureau d'études, et la précision des modèles.
Nous commencerons par présenter les modélisations macroscopiques, en réduisant progressivement l'échelle d'étude pour aller vers les modélisations microscopiques. Nous tâcherons d'introduire les différentes approches en mettant en exergue les intérêts et les faiblesses de chacune, afin d'appuyer le choix de l'approche utilisée dans la suite de cette étude.

2.2 Des propriétés de l'assemblage au comportement global

Les modélisations macroscopiques considèrent la maçonnerie comme un matériau à part entière, sans distinction des éléments qui la composent. Elles appréhendent la structure de manière globale, et s'attachent à décrire le comportement moyen sans tenir compte des comportements locaux. Ces méthodes sont généralement appréciées pour l'étude de structures à grande échelle car elles permettent d'estimer des résistances à rupture, tout en étant assez économes en termes de temps de calcul.

2.2.1 Modélisation de la maçonnerie comme un milieu continu

La macro-modélisation considère un matériau continu fictif et ne fait pas de distinction entre les différents éléments (blocs, joints). La maçonnerie est considérée comme un milieu homogène dont les propriétés, les déformations et les contraintes sont moyennées. Les comportements locaux sont donc négligés afin de simplifier les modèles. La rupture est souvent décrite par un critère découlant de la théorie de la plasticité, et le comportement post-pic peut être pris en compte.

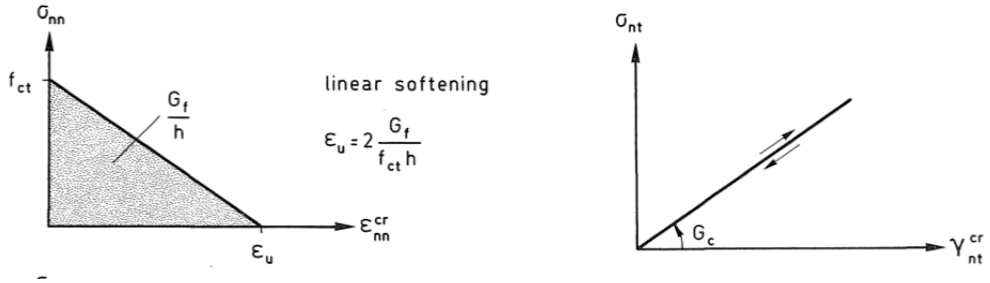
D'après Anthoine [9], il existe deux principaux groupes de modèles macroscopiques continus : ceux adaptés des modèles utilisés pour le béton, et ceux développés spécifiquement pour les maçonneries. Les modèles qui découlent des modèles "béton" sont plus adaptés aux murs en maçonnerie de blocs à bancher qui s'approchent des structures en béton, car ils ne prennent pas en compte les effets d'anisotropie dus aux joints de mortier. Ils peinent à représenter le comportement des maçonneries en briques non renforcées. Les quelques modèles macroscopiques qui ont été développés pour les maçonneries sont basés sur des critères de rupture anisotropes, dérivés d'études expérimentales réalisées en amont.

2.2.1.1 Modèles continus dérivant du béton

Dans les modèles adaptés des théories du béton, le comportement post-rupture est souvent décrit par l'approche de la fissure diffuse, qui a été largement utilisée pour étudier le comportement à rupture du béton. La résistance est prédite par un critère de rupture découlant de la théorie de la plasticité. Le comportement post-pic adoucissant est pris en compte, à l'image du béton. Le matériau est toujours considéré comme un continuum après fissuration, ce qui permet une description en termes de relation contrainte-déplacement.
Comme mentionné ci-dessus, la théorie de la fissure diffuse est plus adaptée à la maçonnerie de blocs à bancher. Ce type de blocs étant remplis de béton ou de ciment, et étant généralement renforcés à l'aide d'aciers, le comportement de la structure est supposé proche de celui du béton armé, c'est-à-dire relativement homogène et isotrope. Il est donc implicitement considéré que l'anisotropie introduite par les joints peut être négligée.

En adaptant le modèle de la fissure diffuse qu'il avait établi pour le béton, Rots [91], [90] propose un modèle global pour représenter la maçonnerie comme un matériau composite. Avec cette approche continue, les discontinuités locales sont réparties (diffusées) sur une surface d'éléments finis. L'incrément de déformation totale peut être décomposé en une partie correspondant à la déformation liée à la présence de la fissure, et une partie correspondant à la déformation du matériau. Cette décomposition de la déformation permet d'insérer séparément les relations constitutives du matériau solide et de la fissure.
Dans le repère local, les contraintes au niveau de l'interface de la fissure sont reliées aux déformations locales de la fissure via une matrice de raideur, reflétant la dégradation du maté-

riau. En traction, la raideur se dégrade suivant une loi contrainte-déformation dont la partie adoucissante est linéaire (Figure 2.1a). En cisaillement, le module est supposé constant (Figure 2.1b), ce qui représente une hypothèse forte. La loi contrainte-déformation proposée pour le matériau fissuré prend en compte l'orthotropie du matériau initial, mais aussi, dans le cas de la maçonnerie, l'angle d'inclinaison entre la fissure et le joint.

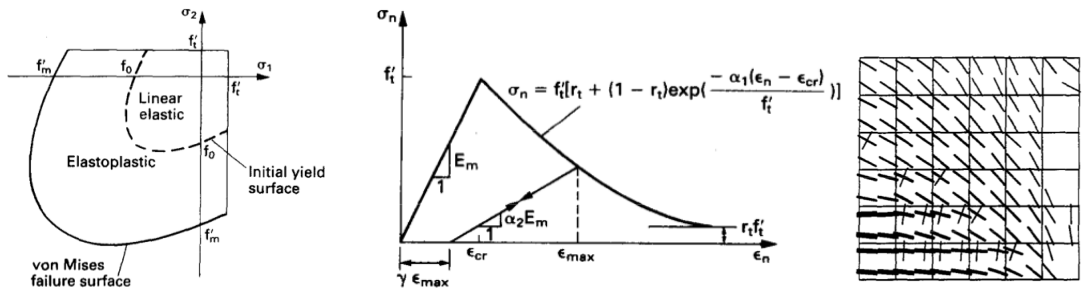


(a) Adoucissement linéaire en traction

(b) Module de cisaillement constant

FIGURE 2.1 – Modèle de fissure diffuse de Rots [91]

Shing *et. al.* [94] et Lotfi *et. al.* [56] utilisent aussi le modèle de la fissure diffuse implémenté dans un modèle aux éléments finis, en ajoutant un critère de rupture découlant de la théorie de la plasticité.
Avant fissuration, le matériau est supposé homogène et isotrope. La surface de rupture est composée d'un critère de Rankine en traction, et un critère de Von Mises en compression (Figure 2.2a). Une fissure s'initie lorsque la contrainte de traction, en accord avec le critère de Rankine, est atteinte. Le matériau est alors considéré orthotrope, et un comportement adoucissant de type quasi-fragile se met en place (Figure 2.2b) afin de traduire l'endommagement progressif du matériau en traction.



(a) Surface de rupture adoptée pour la maçonnerie

(b) Adoucissement en traction

(c) Résultat numérique de la fissuration d'un mur dont la rupture est dominée par la flexion

FIGURE 2.2 – Modèle de fissure diffuse de Lotfi & Shing [56]

Le modèle a été testé sur des panneaux chargés verticalement et soumis à un déplacement horizontal cyclique. La courbe force-déplacement obtenue analytiquement est très fidèle à la courbe expérimentale tant que les panneaux montrent un comportement en flexion (*rocking*). Pour les panneaux dont la rupture est dominée par le cisaillement, la fissuration diagonale n'a pas pu être obtenue et la charge ultime est surestimée. D'après les auteurs [56], ceci est dû aux limitations de l'approche de la fissure diffuse, où l'ouverture de fissure est prise en compte par le champ de déplacement du continuum. Ceci conduit à une mauvaise estimation de la contrainte locale au niveau de la fissure. Leur modèle souffre aussi

d'un problème de dépendance au maillage, dû à la localisation de la déformation, et de difficultés de calibration.

Par ailleurs, Rots [90] souligne que l'une des défaillances de l'approche de la fissure diffuse est le danger de blocage de contraintes (Figure 2.3). Le champ de contraintes obtenu n'est pas régulier, et les contraintes sont "enfermées" aux endroits où elles devraient chuter à zéro. D'après lui, ceci provient du fait que les discontinuités géométriques sont modélisées en utilisant l'hypothèse de la continuité des déplacements. Il y a donc conflit entre ce modèle continu et la réalité des discontinuités dues aux fissures.
Le modèle de fissure diffuse ne peut seul reproduire la rupture fragile de la maçonnerie, ni prendre en compte l'influence des joints de mortier. De manière générale, les auteurs s'accordent à dire qu'une approche prenant en compte des éléments d'interface, à l'image de l'approche de la fissure discrète (approche alternative aussi utilisée pour le béton) serait plus appropriée.

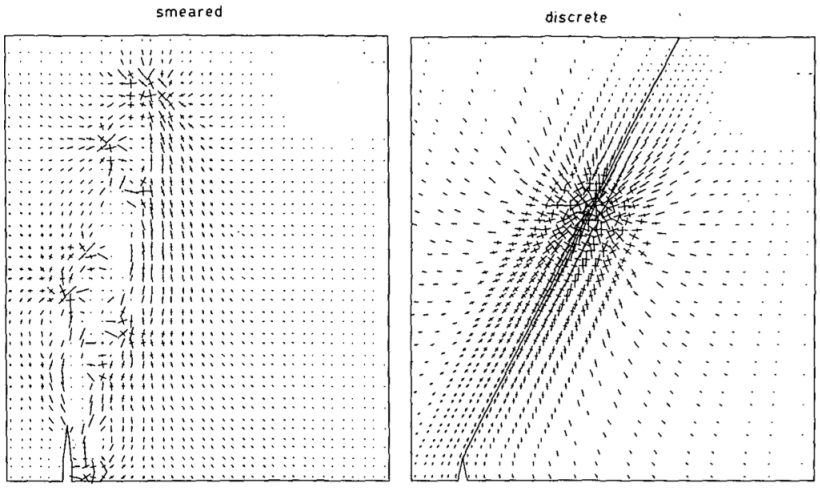
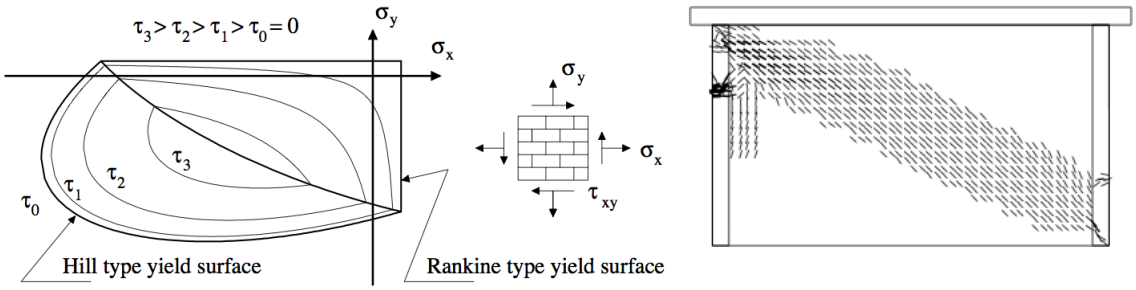


FIGURE 2.3 – Blocage des contraintes avec le modèle de la fissure diffuse (à gauche), et contraintes obtenues avec un modèle de fissure discrète, dans le cas d'une modélisation du béton, d'après Rots [90]

Plus récemment, Lourenço [59] a développé une approche macroscopique pour la maçonnerie soumise à un état de contraintes planes, mais dans un autre contexte que celui de l'approche de la fissure diffuse. Son modèle est basé sur la théorie de la plasticité, et inclut un comportement de durcissement/adoucissement le long de chaque axe du matériau. C'est une extension des formulations classiques, utilisées pour les matériaux isotropes quasi-fragiles, qui permet de décrire le caractère orthotrope de l'endommagement.
La rupture est décrite par une surface de plasticité, illustrée dans la Figure 2.4a. Un critère de type Hill est choisi pour la compression, qui est associé à un processus de rupture diffuse, correspondant plutôt à l'écrasement du matériau. Un critère de type Rankine est utilisé en traction, associé quant à lui à la rupture plus localisée du matériau, telle que la fissuration.

Le comportement adoucissant de la maçonnerie est pris en compte en traction et en compression, et est modélisé par une approche diffuse, c'est-à-dire que le matériau endommagé est toujours considéré comme un continuum. Cependant l'approche diffère de la fissure diffuse vue précédemment, et a plutôt recours à la théorie de la bande de fissuration utilisée pour le béton. L'endommagement interne associé à chaque type de rupture (traction ou compression) est modélisé grâce à des paramètres internes reliés aux énergies de rupture en traction et en compression.



(a) Critère de plasticité

(b) Résultat numérique présentant la fissuration d'un mur soumis au cisaillement

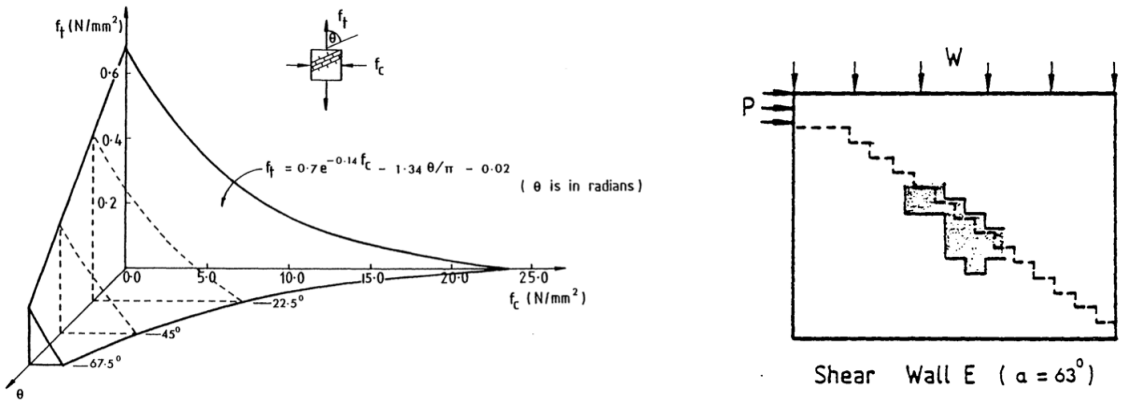
FIGURE 2.4 – Modèle macroscopique de Lourenço [59]

Le matériau étant considéré comme homogène et continu, même après fissuration, l'introduction d'une longueur équivalente à l'énergie dissipée par unité de surface fissurée est nécessaire aux calculs des contraintes lors de l'adoucissement. Cette longueur équivalente, qui est reliée à la taille du maillage, permet de régulariser les problèmes dus à la localisation des déformations.
Le modèle ainsi implémenté prédit bien le comportement expérimental (résistance et mécanisme) de structures maçonnées, tant que la rupture n'est pas liée à un processus localisé. Cependant, ce modèle est purement plastique, et l'on peut se demander s'il est réellement adapté au comportement quasi-fragile de la maçonnerie. Les comportements inélastiques en traction et en compression sont pris en compte, et la dégradation du matériau traduite par des variables internes. Néanmoins, comme le souligne Acary [4], qualifier cette dégradation "d'endommagement" est ambigu, car en réalité aucune modification des caractéristiques élastiques n'est prise en compte dans le modèle.

2.2.1.2 Modèles continus développés spécifiquement pour les maçonneries

Contrairement aux modèles issus d'autres matériaux et adaptés à la maçonnerie, ceux développés spécifiquement pour les maçonneries sont basés sur des surfaces de rupture déterminées expérimentalement. L'anisotropie induite par les joints est donc a priori mieux prise en compte que pour les modèles précédents.

Après avoir mené une campagne expérimentale, Samarasinghe [93] a obtenu une surface de rupture pour des panneaux en briques à échelle réduite (1/6), et pour un état de contraintes de traction-compression, dépendant de l'inclinaison des lits de briques (Figure 2.5a). À partir de ces données, l'auteur propose un modèle aux éléments finis pour les panneaux chargés dans leur plan. Tant que le critère de rupture n'est pas dépassé, le matériau est supposé isotrope et élastique linéaire. Lorsque la surface de rupture est atteinte, une résistance résiduelle égale à zéro et une raideur très faible sont considérées pour l'élément du maillage. Ceci revient à considérer une rupture fragile du panneau. Les éléments soumis à une compression biaxiale sont ignorés puisqu'aucun critère de rupture n'était disponible au moment de l'établissement du modèle.



(a) Surface de rupture sous un état de contraintes de traction-compression

(b) Comparaison des fissurations expérimentale et numérique

FIGURE 2.5 – Modèle macroscopique de Samarasinghe [93]

Le modèle appliqué à des murs soumis au cisaillement prédit bien le mode de rupture, en reproduisant la localisation de la fissuration (Figure 2.5b).

Page *et. al.* [74] proposent un modèle basé sur la surface de rupture établie par Dhanasekar [33], pour un état de contraintes biaxiales. Afin de représenter le comportement plastique anisotrope de la maçonnerie, il est supposé que les composantes des déformations plastiques sont reliées aux contraintes par une fonction puissance. Lorsque la surface de rupture est atteinte, le tenseur des raideurs (exprimé dans le repère local du joint) et les composantes de contraintes sont actualisés. La rupture en traction est considérée dès que l'on rencontre une contrainte de traction dans le joint. En compression biaxiale, la rupture en cisaillement intervient pour de faibles niveaux de contrainte de compression, sinon on considère une rupture par écrasement. Pour un mur chargé dans son plan, le modèle semble bien identifier la courbe force-déplacement, même après le début de la fissuration. La zone de rupture s'avère bien localisée.

Les modèles macroscopiques développés pour les maçonneries se basent sur des critères de rupture déterminés expérimentalement. L'un des inconvénients majeurs de cette technique est qu'elle se limite souvent aux conditions dans lesquelles sont réalisés les essais de caractérisation. La modélisation de nouveaux matériaux et/ou de différentes conditions de chargement nécessite de nouveaux programmes expérimentaux qui peuvent s'avérer coûteux. De plus, à l'instar des approches présentées précédemment, elle est limitée lorsque la rupture implique l'interaction d'un petit nombre de blocs et de joints.

2.2.2 Modélisation de la maçonnerie comme une structure équivalente

D'après l'Eurocode 8 [41], "*En général, la structure peut être considérée comme constituée de plusieurs systèmes résistant aux charges verticales et latérales, liés par des diaphragmes horizontaux*". En s'inspirant de cette idée, certains auteurs ont développé des méthodes visant à représenter la structure de manière simplifiée, pour pouvoir évaluer leur résistance aux séismes.

Dans les années 80, en utilisant les hypothèses et les modèles analytiques déjà développés pour le béton armé, Tomaževič [100] propose un modèle simple pour étudier les structures maçonnées sous séisme. Le modèle se base sur l'hypothèse que la structure se comporte avec un "mécanisme d'étages" lorsqu'elle est soumise à un chargement latéral, c'est-

à-dire que la plastification se forme dans les éléments verticaux. En plus de cette hypothèse mécanique, des hypothèses concernant le type de structure sont faites. Les diaphragmes sont considérés rigides, et les murs fixes à chaque extrémité.

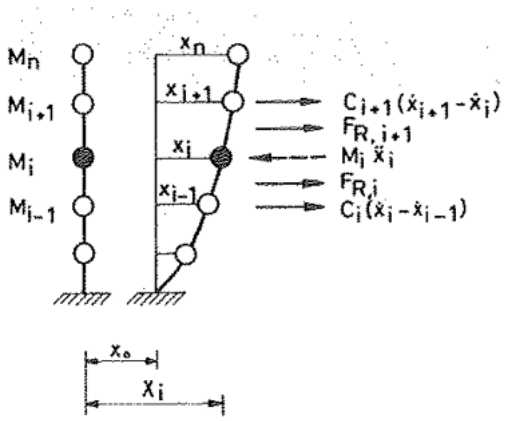


FIGURE 2.6 – Modélisation de la structure comme un système à n degrès de liberté, d'après Tomaževič [100]

La structure est modélisée comme un système à n degrès de liberté (Figure 2.6), dont les masses sont concentrées au niveau des planchers. Des enveloppes d'hystérésis définissent le comportement non linéaire du système. L'équilibre dynamique de la i-ème masse du système est décrit par l'équation différentielle suivante :

$$\mathrm{M}_i \ddot{x}_i + \mathrm{C}_i \left(\dot{x}_i - \dot{x}_{i-1}\right) + \mathrm{F}_{\mathrm{R},i} - \mathrm{C}_{i+1} \left(\dot{x}_{i+1} - \dot{x}_i\right) - \mathrm{F}_{\mathrm{R},i+1} = -\mathrm{M}_i \ddot{x}_0 \tag{2.1}$$

Où : M_i est la masse concentrée au i-ème niveau

C_i est le coefficient d'amortissement du i-ème niveau

$\mathrm{F}_{\mathrm{R},i}$ est la force de rappel au i-ème niveau

$\dot{x}_i$ et $\ddot{x}_i$ sont la vitesse et l'accélération de la i-ème masse respectivement

$\ddot{x}_0$ est l'accélération du sol

La méthode est comparée à un essai sur une structure à 4 niveaux testée sur table vibrante. Le modèle estime bien la réponse, en termes d'accélération maximale et déplacement maximal calculés, tant que l'on reste dans le domaine élastique. Toutefois, la réponse non-linéaire obtenue est beaucoup moins satisfaisante, et devient sensible aux données d'entrées.

En étendant l'approche par "mécanisme d'étages" de Tomaževič, certains auteurs proposent des approches simplifiées, qui visent à diviser la structure en éléments résistants qui participent au comportement global. On différencie les méthodes qui réduisent la structure à des cadres (*Equivalent Frame Model* - Modèle du cadre équivalent, Figure 2.7a), des méthodes qui considèrent la structure comme un assemblage de macro-éléments (Figure 2.8). Les deux méthodes sont basées sur le même principe : lors d'une sollicitation dynamique dans leur plan, les façades présentent des zones qui s'endommagent autour des ouvertures, et des zones qui restent intactes. Les premières sont modélisées par des éléments dans lesquels est concentré l'endommagement, tandis que les dernières sont représentées par des éléments rigides.

Parmi les approches de cadres équivalents, Magenes *et. al.* [62], [61] proposent un modèle destiné à l'analyse statique linéaire des structures maçonnées, pour l'évaluation sismique basée sur l'analyse pushover. La structure est idéalisée par des éléments verticaux,

des éléments horizontaux, et des éléments de joints. Les éléments horizontaux et verticaux supportent les déformations en cisaillement, tandis que les éléments de joints sont infiniment résistants et rigides. Il est considéré que les éléments verticaux ont un comportement élasto-plastique avec une déformation limitée, tandis que les éléments horizontaux peuvent avoir un comportement élastique fragile en cisaillement. Les éléments de joint sont infiniment rigides. Les mécanismes pris en compte sont les suivants :

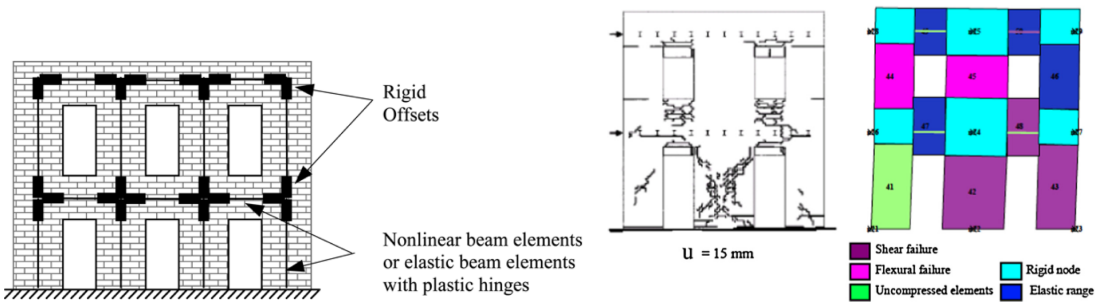
— La rupture en flexion (*"rocking"*) survient lorsque le moment à l'extrémité d'une section atteint le moment ultime, fonction de la force axiale, de la géométrie de la section, et de la résistance en compression. Une rotule plastique est alors introduite.

— La fissuration diagonale, due au cisaillement, est définie comme la plus faible résistance en cisaillement entre la brique et le mortier. Lorsque le critère est atteint, une déformation plastique en cisaillement se met en place dans les éléments horizontaux. Pour les éléments verticaux, il est possible de considérer un comportement fragile.

— Le glissement est fonction de la résistance au cisaillement du joint horizontal

Les paramètres d'entrée définissant ces critères de rupture peuvent être déduits à partir de la réglementation Eurocode, ce qui est un avantage appréciable pour l'adaptation en bureau d'études.
L'attention est concentrée sur le comportement global de la structure, en supposant que les liaisons entre éléments empêchent l'activation de mécanismes de rupture locaux, principalement associé à la réponse hors plan des murs. Ainsi, la réponse sismique globale est strictement reliée à la capacité des murs sollicités dans leur plan, et aux effets de transfert de charges dus aux diaphragmes.

Le programme TREMURI, développé notamment par Lagomarsino *et. al.* [53] a aussi recours à la méthode des cadres équivalents. Il permet l'utilisation de méthodes alternatives à l'analyse pushover, comme l'analyse dynamique. Ce programme permet également une modélisation explicite des diaphragmes horizontaux souples (planchers en bois), ainsi que l'assemblage en trois dimensions des murs et diaphragmes, en réduisant le nombre de degrés de liberté du modèle pour des temps de calcul réduits. Les modes de rupture pris en compte sont toujours la rupture en flexion, caractérisée par un basculement ou un écrasement de la maçonnerie, et la rupture en cisaillement associée à une fissuration diagonale, ou un glissement entre blocs. Chaque élément (trumeaux et linteaux) est représenté par des éléments déformables, dont les raideurs initiales (en cisaillement et en flexion) sont déterminées à partir des propriétés géométriques et mécaniques des panneaux.



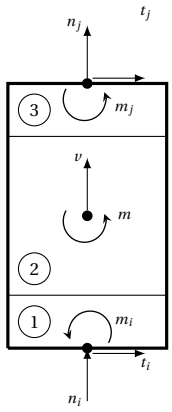
(a) Idéalisation de la structure en cadres équivalents

(b) Exemple de modélisation d'après Lagomarsino *et. al.* [53]

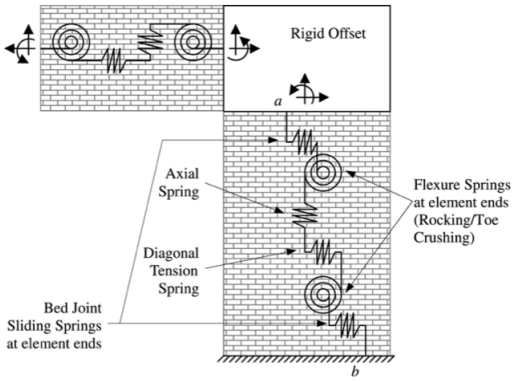
FIGURE 2.7 – Méthode du cadre équivalent

Le modèle donne une simulation fiable des structures maçonnées, permettant d'identifier les panneaux les plus critiques et les mécanismes de rupture associés (Figure 2.7b). Il ouvre des perspectives intéressantes quant aux stratégies de renforcement à mettre en place.

Une méthode alternative à l'idéalisation de la structure par des cadres est l'utilisation de macro-éléments. Dans ce contexte, Brencich *et. al.* [18] discrétisent la structure en macro-éléments rigides et déformables. Chaque macro-élément susceptible de s'endommager est divisé en trois sous-structures (Figure 2.8a). Les effets dus à la flexion et à la déformation axiale sont concentrés dans les couches du haut et du bas, tandis que les déformations dues au cisaillement sont admises dans la partie centrale. De cette manière, l'ouverture de fissure est forcée à s'initier dans les extrémités de l'élément, tandis que des équations constitutives peuvent être introduites dans la partie centrale pour représenter les déformations inélastiques et l'endommagement.



(a) Macro-élément endommageable selon Brencich [18]



(b) Macro-élément proposé par Chen *et. al.* [28]

FIGURE 2.8 – Méthode de modélisation par macro-éléments

Plus récemment, Chen *et. al.* [28] proposent un macro-élément incluant des ressorts pour simuler les modes de rupture observés dans les murs en maçonnerie non renforcée (Figure 2.8b). Un ressort axial gère la réponse en traction et en compression de l'élément, et deux ressorts en rotation aux extrémités de l'élément dirigent la rupture en flexion. La rupture par glissement le long des joints horizontaux est prise en compte par deux ressorts horizontaux en haut et en bas du panneau et enfin, un ressort horizontal au centre du panneau gère la rupture par traction diagonale. Une étude comparant le modèle à 21 tests sur des murs non renforcés a montré que le macro-élément proposé permet de prédire leur mode de rupture dans 67% des cas, et peut estimer leur résistance avec une erreur de 19%. Les auteurs attribuent ces erreurs aux incertitudes liées aux propriétés matériau utilisées.

Ces méthodes simplifiées permettent d'évaluer la résistance et les mécanismes de rupture de grandes structures. Elles sont adaptables en bureau d'études grâce au temps de calcul réduit qu'elles nécessitent, et à la simplicité de la mise en données. Cependant, cette simplicité repose sur de fortes hypothèses. Le modèle suppose que les liaisons entre les panneaux est de suffisamment bonne qualité, afin de favoriser le développement d'une réponse globale de la structure, et d'empêcher l'activation de mécanismes hors-plan. Les conditions de régularité des bâtiments, notamment au niveau de la répartition des ouvertures peuvent aussi s'avérer restrictives.
On peut enfin souligner que les mécanismes pris en compte sont plutôt des mécanismes de corps rigides, puisque la structure se comporte par panneaux (voire par étages). Les phénomènes locaux sont donc difficilement simulables par ce genre d'approche.

2.2.3 Conclusions

Les techniques macroscopiques ont pour principal but de simplifier la mise en données et de réduire les temps de calcul, tout en donnant une estimation raisonnable de la résistance de la maçonnerie. Pour cela, l'arrangement réel de la structure n'est pas pris en compte, ce qui permet la modélisation de grandes structures. Ces différents points rendent les approches macro-mécaniques attractives pour les bureaux d'études. Cependant, les approches macroscopiques sont plutôt adaptées aux structures dans lesquelles on ne trouve pas de phénomènes de localisation, et où le processus de rupture s'apparente plutôt à un mécanisme global impliquant des mécanismes de corps rigides.
En outre, l'incapacité à prendre en compte les discontinuités dues aux joints ou à la formation de fissures entraîne l'omission de certains mécanismes, tels que la séparation de blocs, le glissement entre blocs, ou d'éventuelles rotations. Par ailleurs, les comportements locaux, comme l'adoucissement des interfaces, ont un impact important sur le comportement non linéaire de la maçonnerie, et ne peuvent pas être pris en compte dans un modèle homogène.
Finalement, le caractère discontinu de la maçonnerie a son importance sur la résistance et les mécanismes en jeu, et le prendre en compte dans ces approches globales paraît difficile, car cela va à l'encontre de leur nature continue.

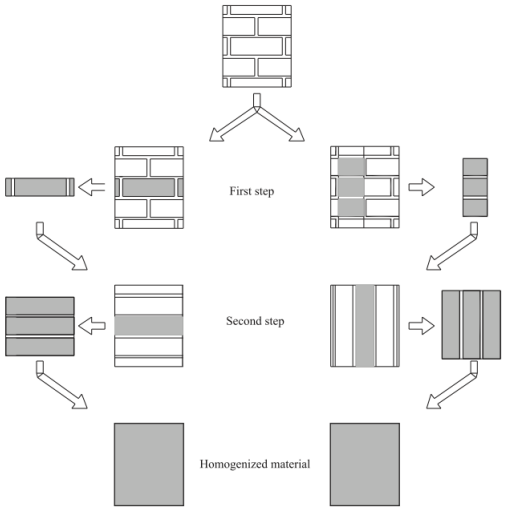
2.3 Des propriétés des éléments au comportement global

Les modèles multi-échelles suscitent un intérêt croissant de la part de la communauté scientifique. Ils se placent à mi-chemin entre la modélisation macroscopique et la modélisation microscopique. Ces méthodes introduisent la notion de milieu homogène équivalent. Elles ont pour but de décrire le comportement global d'un matériau composite à partir de la géométrie et des propriétés mécaniques d'éléments de volumes représentatifs. Ces volumes élémentaires prennent en compte le comportement des matériaux qui constituent le milieu, sans représentation directe des propriétés et de la géométrie à l'échelle microscopique. L'idée de base est d'établir des relations constitutives en termes de contraintes et de déformations moyennes, à partir de la géométrie et des relations constitutives de chaque élément.
La maçonnerie étant la plupart du temps un assemblage périodique, elle est pleinement dans le champ d'application de cette approche. Le domaine des méthodes d'homogénéisation est vaste. Les techniques se différencient notamment par le choix de la représentation et la description du volume élémentaire.

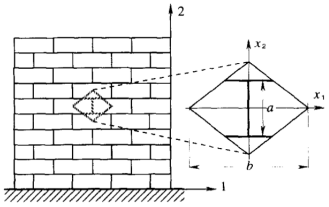
2.3.1 Homogénéisation et milieux continu de Cauchy

2.3.1.1 Homogénéisation dans le domaine élastique

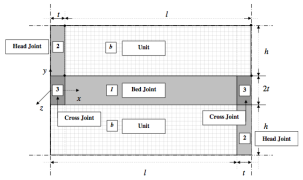
Initialement, Pande *et. al.* [77] empruntent au domaine de la mécanique des roches fracturées l'*approche du matériau équivalent*, afin de déterminer le module élastique de la maçonnerie à partir des propriétés élastiques des briques et du mortier. Les paramètres élastiques du matériau équivalent sont déterminés en supposant qu'il n'y ait aucun glissement entre le joint et les briques, mais aussi que les joints verticaux sont continus.
Ils utilisent une homogénéisation en deux étapes (Figure 2.9a). Dans un premier temps les rangées de briques et de joints verticaux sont homogénéisées pour former un matériau stratifié. Le composite est ensuite homogénéisé une deuxième fois, afin d'obtenir le matériau homogénéisé final.



(a) Procédure d'homogénéisation en deux étapes [59]



(b) Cellule élémentaire adoptée par De Buhan [32], avec les joints réduits à des interfaces



(c) Cellule élémentaire adoptée par Zucchini & Lourenço [110]

FIGURE 2.9 – Différentes méthodes d'homogénéisation

Plus tard, Anthoine [10], vérifie les hypothèses simplificatrices adoptées par ses prédécesseurs pour déterminer les caractéristiques élastiques de la maçonnerie. Il réalise une homogénéisation rigoureuse prenant en compte la géométrie exacte de la maçonnerie. Il s'avère que les approximations faites n'influencent que très peu les propriétés élastiques, mais il anticipe que dans le domaine non linéaire, ces hypothèses mèneraient à des résultats erronés, tant qualitativement que quantitativement.
De plus, d'après le même auteur, l'homogénéisation en deux étapes est source de deux erreurs : (*i*) le matériau obtenu dépend de l'ordre dans lequel les joints sont introduits, et (*ii*) l'arrangement géométrique n'est pas toujours bien pris en compte, puisque deux appareillages différents peuvent aboutir au même résultat. Le premier point a été étudié par Lourenço [59], et il semble qu'introduire d'abord les joints horizontaux donne de meilleurs résultats. Toutefois, cette technique serait satisfaisante dans le cas de l'analyse élastique linéaire, mais ne serait plus adaptée dans le cas d'une analyse non linéaire, où le ratio entre les raideurs des blocs et des joints présente une valeur importante. Le deuxième point implique notamment une sous estimation de la raideur du matériau homogénéisé, et peut conduire à des erreurs significatives dans le domaine non linéaire. De plus, pour Lourenço [59], l'homogénéisation en deux étapes ne permet pas de transférer les forces non linéaires entre les composants de base, ce qui peut aussi conduire à des erreurs.

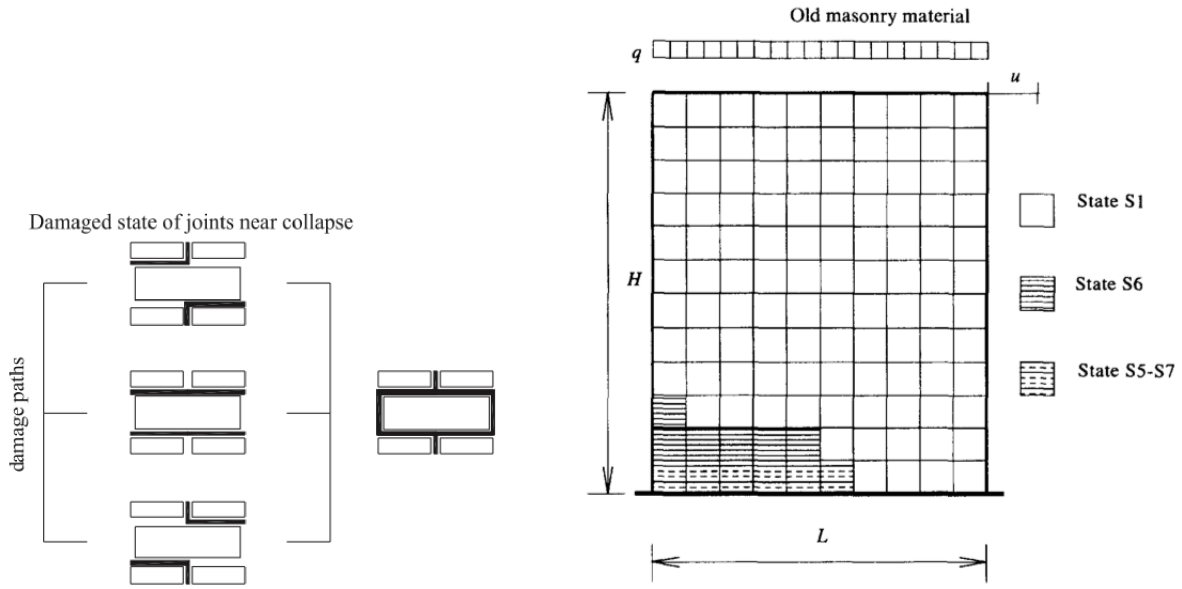
L'estimation de la résistance ultime par une approche d'homogénéisation a été étudiée par De Buhan & De Felice [32]. L'approche est différente de celle de Pande [77], et est basée sur la réduction des joints à des interfaces (Figure 2.9b). Cette technique, appliquée à la stabilité de murs chargés latéralement, estime bien la charge ultime tant que le ratio hauteur/longueur du mur est grand. Lorsque ce ratio devient petit, le modèle numérique sous-estime la charge expérimentale. D'après l'auteur, la validité de sa méthode est en fait liée à un effet d'échelle qui n'est pas inclus dans le modèle. La méthode est valide tant que la taille des briques reste petite par rapport aux dimensions de la structure.
De plus, les méthodes d'homogénéisation basées sur la réduction des joints à des interfaces peuvent réduire la précision des résultats dans le cas de joints de mortier épais, et lorsque le ratio entre le module de Young du mortier et de la brique tend vers zéro [58].

Pour remédier aux problèmes de l'homogénéisation en deux étapes qui ne prend pas

explicitement en compte la géométrie exacte de la maçonnerie, Zucchini & Lourenço [110] proposent une approche d'homogénéisation micro-mécanique, basée sur la méthode aux éléments finis (Figure 2.9c). Des mécanismes de déformations supplémentaires sont pris en compte dans le volume élémentaire, afin de mieux appréhender l'alignement en quinconces des joints. L'interaction entre les différents composants de la cellule de base est également simulée avec plus de détails.
La surface de rupture anisotrope obtenue semble bien reproduire les résultats expérimentaux qualitativement, mais pas quantitativement.
L'homogénéisation à partir d'une modélisation aux éléments finis a l'avantage que l'épaisseur du mortier est prise en compte pour l'évaluation du module du matériau homogénéisé, ce qui est intéressant dans le cas de mortier de faible résistance et dans le domaine non linéaire [58]. L'influence de la disposition en quinconces des briques est également bien prise en compte. Cependant les temps de calcul de la méthode ne sont pas aussi compétitifs qu'avec des approches macroscopiques.

2.3.1.2 Homogénéisation dans le domaine non linéaire

Luciano & Sacco [60] proposent un modèle d'endommagement pour les maçonneries anciennes. Ils prennent en compte l'endommagement des cellules élémentaires, en considérant un nombre fini de chemins de fissuration possibles (Figure 2.10a). Le modèle suppose que la fissuration a lieu uniquement dans le mortier, pour lequel deux critères de résistance sont considérés. Le premier est basé sur une approche énergétique de la mécanique de la rupture élastique, et permet de déterminer s'il y a ou non propagation de fissure. Le second critère correspond à un modèle de Coulomb cohésif, et permet de localiser l'ouverture de la nouvelle fissure.
L'homogénéisation est utilisée pour déterminer le module de la maçonnerie, avant et après fissuration. L'évolution de l'endommagement peut être identifié (Figure 2.10b), en tenant compte de la géométrie et des propriétés mécaniques des composants.



(a) États d'endommagement possibles de la cellule de base

(b) Mur en maçonnerie soumis à une charge verticale et un déplacement horizontal

FIGURE 2.10 – Modèle de Luciano *et. al.* [60]

Gambarotta & Lagomarsino [44] formulent un modèle d'endommagement continu pour les murs en maçonnerie de briques chargés latéralement. L'approche considère deux couches de matériaux. Une première couche représente le lit de mortier horizontal, et est modélisé pour prendre en compte la décohésion et le glissement au niveau de l'interface. La seconde couche de matériau représente les briques et les joints verticaux, et considère l'endommagement et la rupture de la brique. Les paramètres d'entrée du modèle sont obtenus à partir de tests sur la brique et le mortier, mais aussi à partir d'essais déterminant la résistance en traction et en cisaillement de l'interface.
Le auteurs remarquent, à l'image de De Buhan [32], que leur approche est acceptable si les briques sont petites par rapport à la taille du mur. Pour des structures de taille suffisante, le modèle continu homogénéisé décrit bien la réponse cyclique d'un mur, en termes de raideur, de résistance et de distribution de l'endommagement.

L'utilisation de la technique d'homogénéisation pour l'analyse limite est adoptée par Milani *et. al.* [66] [65]. L'analyse limite de structures maçonnées chargées dans leur plan et hors plan est réalisée. La cellule élémentaire est divisée en plusieurs sous-domaines, qui permettent de prendre en compte séparémment les caractéristiques de la brique et du mortier. De cette manière, l'épaisseur et la rupture en compression du mortier sont prises en compte, ainsi que l'écrasement des briques. Dans le cas d'une sollicitation hors-plan, le volume élémentaire est également divisé en sous-domaines selon son épaisseur.
Le modèle prédit avec succès les mécanismes de rupture et la charge ultime de structures simples comme des murs [66], mais aussi de structures plus élaborées (maison 3D sur deux niveaux [64]), et ce avec un temps de calcul réduit.
Cependant, l'analyse limite ne permet pas d'estimer les déplacements réellement mis en jeu à la rupture. De plus, la capacité de déformation plastique est supposée infinie, et devrait être vérifiée au cas par cas, en particulier dans le cas de murs présentant une rupture par basculement ou cisaillement, qui sont susceptibles de présenter un comportement ductile.

2.3.2 Milieux de Cosserat

D'après certains auteurs, la théorie classique des milieux continus ne permet pas de prendre en compte les effets d'échelle, notamment lorsque la dimension des blocs n'est pas petite comparée à la dimension de la structure. Selon Masiani *et. al.* [63], la théorie classique des milieux continus serait en réalité adaptée à peu de cas : lorsque la disposition des blocs est fortement symétrique et que leur taille est négligeable devant la structure.

Les milieux de Cosserat permettent d'introduire des degrés de liberté en rotation supplémentaires aux éléments, en plus des translations de la théorie classique. Ces rotations permettent de représenter la structure interne du matériau. Une longueur interne décrivant la microstructure est également introduite. Dans le cas de la maçonnerie, cette longueur interne est la plupart du temps prise égale à la longueur de la brique.

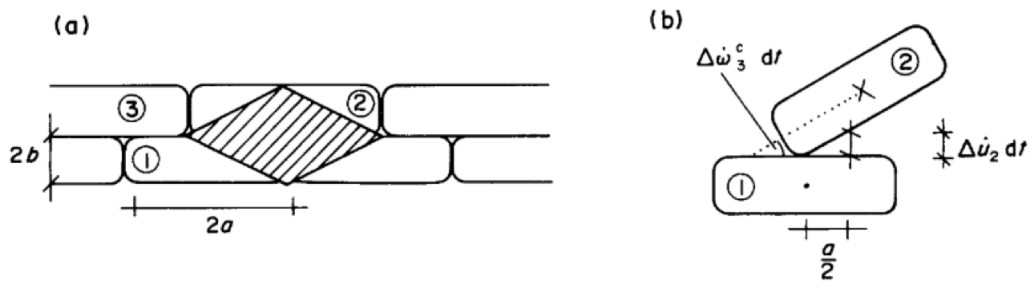


FIGURE 2.11 – (a) Structure de blocs périodique, (b) Déplacements et rotations des blocs rigides

Masiani *et. al.* [63] modélisent un mur en maçonnerie soumis à une force verticale pontuelle, avec 3 méthodes : le milieu continu de Cauchy, le milieu continu de Cosserat et un modèle discret. Il apparaît que la solution de Cosserat s'approche de la solution discrète qualitativement et quantitativement. La solution de Cauchy donne quant à elle des résultats indépendants de la taille des blocs.

Sulem & Mühlhaus [97] établissent un modèle continu basé sur la théorie de Cosserat, prenant en compte la plasticité. Deux critères de rupture sont exprimés pour considérer un éventuel glissement ou une rotation des blocs. Le modèle donne une bonne approximation pour des longueurs d'ondes plus grandes d'au moins 5 fois la taille du bloc.

Stefanou *et. al.* [96] étendent le modèle des milieux de Cosserat en formulant un modèle en trois dimensions. Leur approche diffère de celle de Sulem & Mühlhaus, car la construction du milieu continu équivalent est basé sur l'identification de l'énergie élastique stockée dans la cellule élementaire du modèle discret de type lattice, avec celle stockée dans le milieu continu.
Cette formulation est validée en comparant la réponse dynamique du modèle continu et du modèle discret. Le milieu de Cosserat ainsi exprimé approche le modèle lattice pour des longueurs d'onde plus grandes de 7 fois la taille du bloc. Cependant, lorsque la longueur d'onde diminue, la théorie s'avère de plus en plus inexacte.

Les milieux de Cosserat ont donc l'avantage de prendre en compte la microstrucutre de la maçonnerie grâce à un enrichissement de la cinématique. Les résultats prennent mieux en compte l'effet microstructurel dû à l'arrangement des blocs.

2.3.3 Conclusions

Les techniques d'homogénéisation ont pour idée de base d'exprimer les contraintes et déformations d'un milieu, à partir de la description de volumes représentatifs du caractère hétérogène du matériau. Ceci permet de représenter de grandes structures à partir des propriétés des composants à l'échelle locale. Le choix de la description plus ou moins raffinée du volume élémentaire influence les résultats et doit être fait de manière judicieuse.
Parmi les modèles représentés, certains se cantonnent à l'étude du comportement linéaire et peuvent estimer les caractéristiques élastiques et la résistance de la maçonnerie, malgré certains effets d'échelle observés. Les techniques utilisées dans le domaine non linéaire peuvent reproduire l'endommagement et évaluer la capacité de structures, même à grande échelle. Néanmoins, les techniques les plus précises nécessitent des simulations aux éléments finis qui augmentent les temps de calculs, et rendent l'homogénéisation moins compétitive par rapport à des approches macroscopiques.
Des effets d'échelles sont cependant observés, et ces techniques sont plutôt valables lorsque la taille des blocs est petite comparée à celle de la structure. Les milieux de Cosserat per-

mettent de palier à ce problème en considérant la maçonnerie avec une vision plus micro-structurelle.
D'autre part, les techniques d'homogénéisation sont mises au point à partir de modèles mathématiques complexes, et nécessitent une bonne connaissance de la mécanique du matériau étudié. Elles semblent donc pour l'heure plutôt destinées à un public d'experts plutôt que d'ingénieurs.

2.4 Des propriétés des éléments au comportement local

Les approches de micro et méso-modélisation cherchent à représenter la texture réelle de la maçonnerie, en considérant chaque élément séparément. On différenciera l'échelle microscopique, qui représente les éléments de blocs, les éléments de joints, et les éléments d'interfaces, de l'échelle mésoscopique qui simplifie légèrement le modèle en regroupant les éléments de joints et d'interfaces en une interface globale. Chaque élément est décrit par ses propres caractéristiques mécaniques, extraites à partir d'essais en laboratoire réalisés sur de petits assemblages.
Ces approches demandent un temps de calcul assez important, mais permettent de mieux comprendre le comportement local des structures maçonnées, qui influence souvent leur comportement global. Selon Lourenço [59], un modèle micro-mécanique doit inclure tous les mécanismes de rupture de base qui caractérisent la maçonnerie. Ces mécanismes sont représentés dans la Figure 2.12. On différencie (a) la fissuration du joint en traction, (b) le glissement le long des joints horizontaux ou verticaux pour de faibles valeurs de la contrainte normale, (c) la fissuration des blocs en traction directe, (d) la fissuration en traction diagonale des blocs sous des valeurs suffisantes de la contrainte normale pour développer le frottement dans le joint, et (d) l'écrasement de la maçonnerie résultant de la dilatation du mortier sous de fortes valeurs de la contrainte normale. Les phénomènes (a) et (b) sont qualifiés de mécanismes de joints, (c) est un mécanisme de bloc, tandis que (d) et (e) combinent des mécanismes de blocs et de joints.
Dans cette section, nous aborderons quelques modélisations micro-mécaniques, puis méso-mécaniques de la littérature. Enfin, nous étudierons un peu plus en détail la méthode aux éléments discrets, qui permet les deux types de modélisations.

2.4.1 Analyse limite et "*No Tension Material*"

La maçonnerie est souvent caractérisée par sa faible résistance en traction. Cette caractéristique est connue depuis longtemps, puisque la plupart des structures maçonnées, même anciennes (arcs, voûtes, murs massifs...), sont conçues pour travailler uniquement en com-

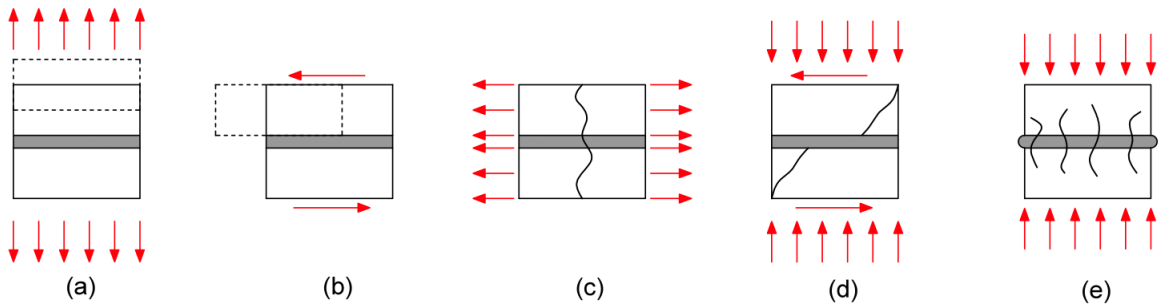


FIGURE 2.12 – Mécanismes de rupture de la maçonnerie : (a) fissuration du joint en traction ; (b) glissement le long des joints horizontaux ou verticaux ; (c) fissuration des blocs en traction directe ; (d) fissuration en traction diagonale des blocs ; (e) écrasement de la maçonnerie

pression. Le terme anglais "*No Tension Material*" (NTM) fait référence à cette particularité. Plusieurs techniques proposent de se baser sur cette hypothèse simplificatrice pour étudier le comportement des structures.

Les théorèmes de l'analyse limite visent à définir des chargements supportables par la structure étudiée, via un nombre réduit de paramètres caractérisant la structure et les matériaux. En étudiant le comportement d'arcs de voûtes, Heyman [47] plante les bases de l'analyse limite moderne de la maçonnerie dans les années 60, en formulant trois hypothèses :

(*i*) La maçonnerie n'a aucune résistance en traction. Cette hypothèse est vraie dans le cas de structures comme les arcs, assemblés avec des joints secs ou avec un mortier de faible qualité. Dans d'autres cas cette hypothèse placera le calcul du côté de la sécurité.

(*ii*) La maçonnerie a une résistance infinie en compression.

(*iii*) Le glissement entre les blocs ne peut avoir lieu.

Ces hypothèses peuvent paraître restrictives, mais il faut souligner qu'elles ont été formulées pour l'étude d'arcs, d'arcs-boutant et de voûtes, qui sont des structures qui travaillent exclusivement en compression. Dans ce type d'ouvrages, il est vrai que la traction engendre rapidement des ouvertures entre blocs, avec des possibilités de redistribution de contraintes limitées.

À partir de ces hypothèses, la stabilité de la structure peut alors devenir un problème de géométrie plutôt qu'un problème de résistance des matériaux. Les règles anciennes de conception étaient d'ailleurs basées sur ce concept géométrique. Heyman propose un critère de rupture des arcs soumis à chargement axial, en se basant sur la géométrie de la structure et sur le chargement extérieur. D'après Coulomb, le mode de rupture par création d'articulations est le seul mode de rupture possible. La maçonnerie peut alors être traitée comme un matériau auquel on peut appliquer les théorèmes limites de la plasticité. Dans la Figure 2.13(a), sous une charge axiale N, une articulation se formera entre deux voussoirs pour un moment de flexion M=hN. Les droites OA et OB dans la Figure 2.13(b) correspondent à M= $\pm$ hN. Tout point à l'intérieur du triangle AOB représente un état admissible de la section de l'arc, tandis qu'un point sur les segments OA ou OB représente la formation d'une articulation. Si l'on considère maintenant que la résistance de la pierre n'est plus infinie, mais qu'elle a une résistance à l'écrasement, la condition limite devient la surface en pointillés. Heyman ajoute que c'est la création de la quatriéme articulation qui transformera l'arc en un mécanisme, ce qui permet de trouver la valeur de la charge à rupture.

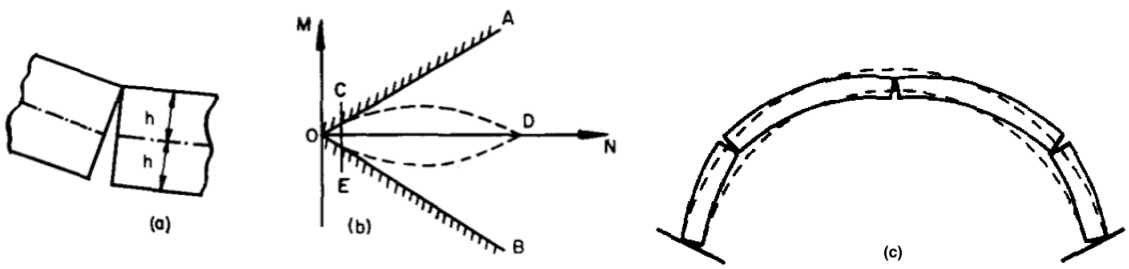


FIGURE 2.13 – (a) Portion d'un arc constitué de voussoirs, (b) Condition limite pour les voussoirs, (c) Mécanisme de rupture d'un arc

Par la suite, les techniques basées sur le concept des *NTM* évoluent, en formulant des hypothèses moins restrictives pour s'adapter à d'autres types de structures.
Acary [4] différencie deux types de modélisations avec les NTM :

(*i*) *Le calcul à la rupture* qui vise à obtenir un chargement potentiellement acceptable de la structure, sans information complémentaire. Il est souvent considéré que la résistance en compression est limitée, que la résistance à la traction est nulle, et un critère de frottement de Coulomb est adopté pour le glissement.

(*ii*) *L'analyse limite et les NTM* qui prennent en compte des hypothèses plus restrictives, afin de qualifier la relation entre contraintes et déformations. L'hypothèse majeure est une *règle de normalité*, qui implique qu'il n'y ait pas de glissement dans le matériau, et que la résistance en compression soit illimitée.

En se basant sur les travaux d'Heyman, Livesley [55] applique la théorie de l'analyse limite pour déterminer la charge à rupture des arcs en maçonnerie. La structure est divisée en éléments, pour lesquels un état de contraintes est estimé. Pour chaque élément, les équations d'équilibre sont écrites en fonction des contraintes agissant sur les interfaces des blocs. Cependant, ses hypothèses varient légèrement par rapport à celles d'Heyman, car il considère que la rupture en cisaillement à l'interface est limitée par une loi de frottement de Coulomb.

Plus récemment, Orduña *et. al.* [71] ont formulé une méthode d'analyse limite dans laquelle l'interface entre deux blocs a une résistance limitée en compression et la rupture en cisaillement est contrôlée par une loi de Coulomb. Son modèle s'applique aussi bien aux arcs qu'aux murs en maçonnerie, et il ajoute aussi la possibilité d'inclure des éléments de liaison, permettant à l'ingénieur de modéliser des solutions de renforcement, telles que des barres d'acier ou des fibres polymères. La validation du modèle montre de bonnes cohérences avec la charge à rupture et les mécanismes observés expérimentalement.

En reprenant les hypothèses d'Heyman, certains auteurs (Block [17], Oikonomopoulou [70]) proposent des outils d'analyse graphiques pour les structures maçonnées historiques, et plus particulièrement pour les arcs. La structure est discrétisée en un nombre de blocs qui sont réduits à un réseau de noeuds. La position verticale des noeuds, dépendant du chargement donné, détermine la ligne de pression de l'arc. Cette ligne représente le chemin des résultantes des forces de compression et doit passer à l'intérieur de la section de l'arc. Le domaine de stabilité de l'arc est donné par la ligne de pression minimum et la ligne de pression maximum (limitée par la résistance à l'écrasement des blocs).

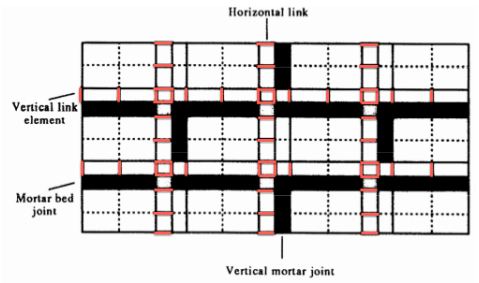
L'idéalisation de la maçonnerie par l'analyse limite permet d'obtenir de bons résultats en termes de charge à rupture des structures, ou encore de mécanismes mis en jeu, et ce avec un nombre restreint de paramètres mécaniques. Cependant, le matériau est supposé parfaitement plastique et le comportement quasi-fragile typique de la maçonnerie n'est donc pas pris en compte. Acary [4] souligne le fait que cette plasticité parfaite implique une incohérence liée à la ruine plastique qui est alors non dissipative. De plus, il est supposé que la charge limite survient pour de faibles valeurs des déplacements globaux. Ces hypothèses réduisent le champ d'application de cette technique, et ne permettent pas d'appréhender le comportement non linéaire de la maçonnerie.

2.4.2 Approches microscopiques

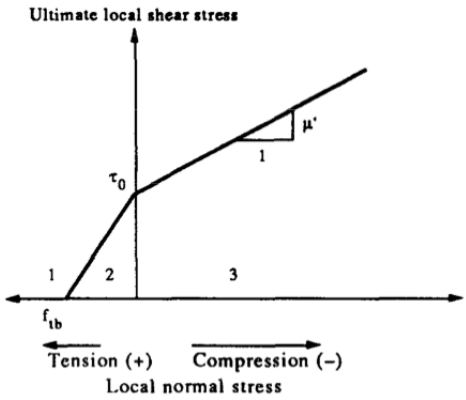
Dans l'approche microscopique, les blocs et les joints sont représentés par des surfaces, caractérisées par les paramètres élastiques de chaque matériau. La rupture est concentrée dans des éléments d'interfaces linéaires entre les éléments de blocs et de joints. Des interfaces peuvent aussi être positionnées au sein des éléments de blocs, afin de considérer

leur éventuelle rupture. Les modèles varient pour tenter de représenter l'ensemble des mécanismes de rupture évoqués dans la Figure 2.12. Ces méthodes demandent une mise en donnée précise de la géométrie et des propriétés mécaniques de chaque élément. Elles demandent aussi des ressources de calcul conséquentes, et sont donc plutôt adaptées à l'étude de petits à moyens assemblages. Néanmoins, elles fournissent de bonnes estimations de la réponse de la maçonnerie et de ses mécanismes de rupture.

Riddington *et. al.* [87] sont parmi les premiers à utiliser une approche micro-mécanique pour évaluer le comportement de la maçonnerie en compression. Ils avancent un modèle aux éléments finis dans lequel les briques et les joints de mortier sont représentés par des éléments rectangulaires, tandis que l'interface brique/mortier est simulée par une série d'éléments ponctuels linéaires d'épaisseur nulle (Figure 2.14a), dont la raideur peut être modifiée, ou qui peuvent être retirés.
Le comportement de la brique est considéré linéaire, et obéit à un critère de rupture en traction. Lorsque ce critère est atteint, la raideur de l'élément est réduite pour qu'il ne puisse plus supporter de contrainte de cisaillement. La raideur des éléments de mortier est ajustée en fonction de la contrainte principale de traction, afin de représenter le comportement non linéaire du matériau. La rupture en traction du mortier est également possible et implique la modification d'un élément de lien qui lui est associé. Les éléments de lien ont une raideur infinie et incluent une rupture par glissement en utilisant l'enveloppe illustrée dans la Figure 2.14b, ainsi qu'une rupture en traction lorsque la contrainte excède la résistance en flexion de l'interface.
Cette formulation prédit bien la charge à rupture de panneaux de briques, avec une erreur maximale de 14%, mais le comportement post-pic n'est pas étudié.



(a) Représentation numérique d'une portion de mur

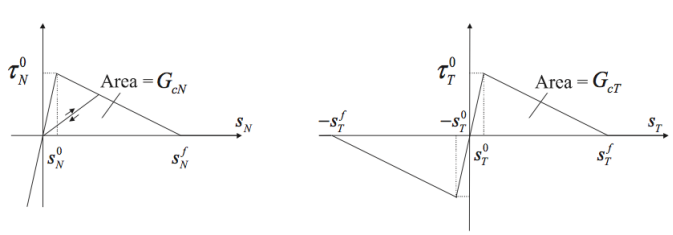


(b) Enveloppe pour la rupture d'un lien en cisaillement

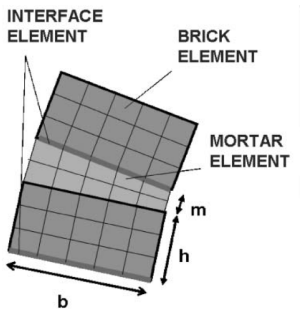
FIGURE 2.14 – Modèle microscopique de Riddington [87]

Par la suite, les éléments d'interfaces sont plutôt considérés comme des éléments linéaires continus, d'épaisseur nulle, insérés entre les éléments de brique et de mortier. La description peut alors se faire par des modèles d'interfaces qui sont caractérisés par des relations constitutives entre les contraintes agissant sur l'interface et les discontinuités de déplacement.
Lotfi & Shing [57] proposent l'un des premiers modèles d'interfaces adapté aux maçonneries, couplant la théorie de la plasticité et l'endommagement. Les éléments de blocs sont modélisés à partir d'éléments pour lesquels la fissuration est diffuse, et les joints sont ramenés à des éléments d'interface. Le modèle constitutif attribué à l'interface permet de simuler l'initiation et la propagation de la fissuration, sous des contraintes normale et de cisaille-

ment combinées.
Dans ce même contexte, Sacco *et. al.* [92] ont développé un modèle d'interfaces permettant de prendre en compte l'effet combiné de l'endommagement et du frottement lors de la décohésion de l'interface bloc/mortier. L'élément introduit peut avoir trois états : non endommagé, décohésion partielle et décohésion totale, qui sont pris en compte par une variable d'endommagement correspondant au ratio entre la surface endommagée et la surface totale. L'évolution de la variable d'endommagement tient compte du couplage des modes de rupture en traction et en cisaillement pur, et est fonction de l'histoire du déplacement relatif au niveau de l'interface. Les relations contrainte-déplacement ont une phase adoucissante linéaire (Figure 2.15a).
Le modèle numérique représente les briques, le mortier, et les interfaces à l'aide des éléments finis. Afin de simplifier le modèle, seule une interface non linéaire est considérée pour chaque lit de mortier, l'autre surface bloc/mortier étant supposée avoir une adhésion parfaite (Figure 2.15b). Le modèle, appliqué à un arc soumis à une charge ponctuelle, donne une bonne approximation du comportement expérimental et de la charge limite.



(a) Relations contrainte - déplacement
(τ_N et τ_T : contraintes normale et tangentielle ; s_N et s_T : déplacements normal et tangentiel)



(b) Maillage aux éléments finis

FIGURE 2.15 – Modèle d'interfaces de Sacco *et. al.* [92]

Les éléments d'interfaces ne prennent généralement pas en compte les interactions mécaniques entre le mortier et le bloc. Rekik & Lebon [85], [86] proposent un modèle multi-échelle dans lequel l'interface s'apparente à un troisième matériau, qui tient compte des différences qui existent entre les propriétés mécaniques des briques et du mortier. Les propriétés de ce matériau sont obtenues en quatre étapes (Figure 2.16). D'abord un premier matériau équivalent est obtenu en homogénéisant un stratifié brique/mortier, qui est supposé prendre en compte les interactions mécaniques entre les joints et les blocs. Puis ce matériau est considéré fissuré et homogénéisé une nouvelle fois pour évaluer le comportement global du matériau endommagé. Enfin, une analyse asymptotique permet d'obtenir un matériau d'épaisseur nulle : l'interface, dont les propriétés sont déduites du matériau fissuré homogénéisé. Les raideurs de ce nouveau matériau dépendent de l'évolution de la longueur de fissure, dont la loi d'évolution est ajustée à partir de résultats expérimentaux.
Comparé à des résultats expérimentaux, le modèle multi-échelle donne de bons résultats dans le cas de maçonneries confinées et non confinées, même après le pic de contrainte. Néanmoins, ces simulations ne sont pas encore prédictives, car les paramètres d'entrée nécessaires à la description de l'évolution de la fissuration sont déduits en comparant les résultats numériques et expérimentaux.

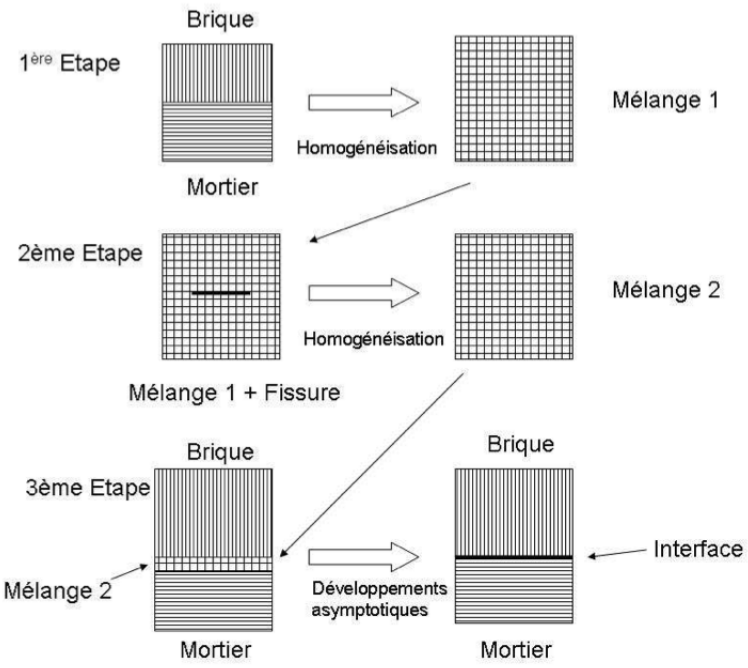


FIGURE 2.16 – Méthodologie d'obtention d'un troisième matériau représentant l'interface, selon [85]

2.4.3 Approches mésoscopiques

L'approche mésoscopique est une simplification de l'approche microscopique. La géométrie de l'assemblage est toujours représentée par l'intermédiaire des éléments de briques, mais le mortier et les éléments d'interfaces sont regroupés dans un élément linéaire (interface globale) qui décrit les mécanismes de rupture du joint. La rupture des blocs peut être prise en compte en ajoutant une ou plusieurs interfaces au sein des éléments de blocs. Prédéfinir ainsi les lignes de rupture permet de réduire les temps de calculs par rapport à une méthode microscopique.

Page [72] est l'un des premiers à s'intéresser à une modélisation bi-phasique de la maçonnerie, considérant que l'approche continue est limitée dans les cas de fortes sollicitations pouvant conduire à des redistributions de contraintes importantes. Ces redistributions de contraintes sont notamment dues à la rupture progressive des joints. Page [72] considère donc la maçonnerie comme un assemblage d'éléments isotropes élastiques continus (les briques), et d'éléments simulant les joints de mortier, dont le comportement est inélastique. Les déformations du joint sont limitées aux directions normale et parallèle au plan du joint, de telle sorte que seules les contraintes de traction et de cisaillement peuvent être transmises. Il y a rupture du joint lorsque le critère de rupture de la Figure 2.17, déterminé expérimentalement, est atteint. Si la combinaison des contraintes de traction et de cisaillement se trouve en dehors de la région 1, la raideur du joint devient alors nulle afin de simuler la rupture en traction. Si la rupture se produit sous une combinaison de contraintes de cisaillement et compression (point en dehors des régions 2 ou 3), une rupture en cisaillement est simulée. La raideur du joint dans la direction normale est inchangée, mais la raideur tangentielle est dégradée pour représenter la résistance au frottement du joint.

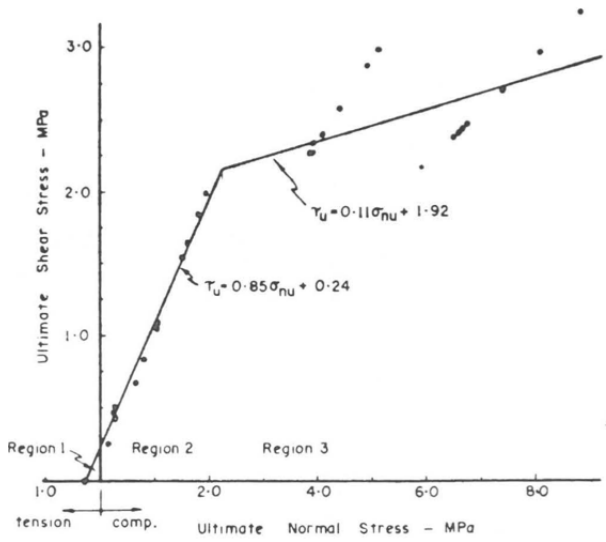
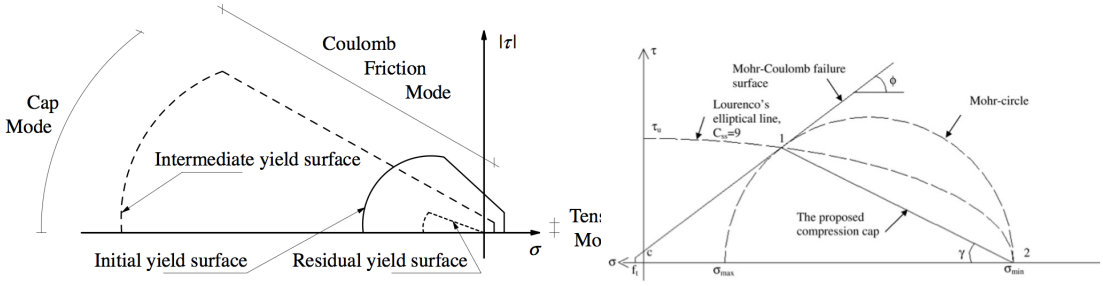


FIGURE 2.17 – Critère de rupture du joint dans le modèle mésoscopique de Page [72]

Le modèle, implanté dans un programme aux éléments finis, est utilisé pour déterminer le comportement de murs maçonnés chargés dans leur plan. Il est capable de représenter la distribution de contrainte de manière assez raisonnable. Cependant, le chargement ultime ne peut pas être déterminé, ce qui est dû selon l'auteur, à l'omission d'un critère de rupture pour les briques. De plus on peut noter que même si le modèle permet de dégrader la raideur de l'éléments d'interface, l'adoucissement post-pic n'est pas explicitement pris en compte.

Rots [91] ajoute un comportement adoucissant aux éléments d'interfaces. Le modèle aux éléments finis représente les briques par des éléments continus linéaires élastiques, et les joints par des éléments d'interfaces non linéaires qui servent de fissures potentielles. Les éléments d'interfaces possèdent une raideur normale et une raideur tangentielle pour représenter le joint en phase élastique. Si la résistance en traction est atteinte, la fissure s'ouvre. La raideur évolue alors selon un modèle adoucissant linéaire, et aucun transfert de contrainte de cisaillement après fissuration n'est considéré. Le modèle adoucissant est contrôlé par trois paramètres : la contrainte en traction, la forme de la partie adoucissante, et l'énergie de rupture. Lors des simulations, des éléments d'interfaces sont placés au niveau des joints horizontaux et verticaux, mais aussi au milieu de chaque brique. Le modèle donne un comportement très fragile, marqué par un soudain retour sur la courbe force-déplacement. Toutefois, le comportement à rupture du mur chargé en compression est en accord avec les résultats expérimentaux.

Dans leur modèle aux éléments finis, Gambarotta *et. al.* [43] considèrent séparément l'endommagement du mortier et celui dû au glissement au niveau de l'interface. Le système bi-phasique est constitué de briques modélisées par plusieurs éléments rectangulaires et de joints de mortier assimilés à des éléments d'interface. L'endommagement du mortier et la décohésion brique/mortier sont décrits comme un ensemble via l'élément d'interface. Ces mécanismes sont supposés être activés lorsque l'ouverture du joint ou le glissement frottant sont activés. Le modèle considéré pour l'interface est formulé avec deux variables d'endommagement représentant le glissement frottant et l'endommagement du mortier. La première variable est gérée par une condition de glissement. L'endommagement du mortier en traction est défini en accord avec une courbe de résistance, qui représente la capacité du matériau à résister à la propagation d'une fissure.
La rupture en traction des briques est décrite en considérant une fissure potentielle verticale au milieu de l'élément, correspondant aux joints verticaux des lits situés au-dessus et en-dessous de la brique. Un critère de Von Mises pour la rupture en compression est aussi



(a) Modèle d'interfaces de Lourenço [59]

(b) Critère de compression proposé par Chaimoon [26]

FIGURE 2.18 – Surface de rupture des modèles d'interfaces

pris en compte.
L'ensemble des paramètres du modèle doivent être déduits à partir de résultats expérimentaux sur des assemblages briques/mortier. Appliqué à un mur chargé horizontalement, le modèle d'endommagement donne une bonne description des mécanismes dus à l'adoucissement, caractéristiques des murs en maçonnerie (ouverture et glissement du joint, rupture en traction des briques, ...)

Lourenço [59] propose un modèle d'interfaces composites destiné à prendre en compte l'ensemble des mécanismes de rupture de base évoqués précédemment (Figure 2.12). Il utilise une micro-modélisation simplifiée, dans laquelle tout l'endommagement est concentré dans les interfaces au niveau des joints ou au sein des blocs. Les joints de mortier et les interfaces sont regroupés en un élément d'interface, tandis que les blocs sont ajustés géométriquement et mécaniquement (en termes de raideur) pour compenser l'épaisseur de mortier perdue. Une fissure potentielle verticale est ajoutée au centre de chaque bloc, simulant une rupture en traction et ainsi le mécanisme de rupture du bloc. Les mécanismes de joints, et les mécanismes combinés de blocs et de joints sont concentrés dans l'interface.
Le modèle d'interface (Figure 2.18a) inclut un "cut-off" en traction, une enveloppe de frottement de Coulomb pour le cisaillement, et un "cap" de forme elliptique pour la rupture en compression. Le comportement adoucissant est pris en compte pour chaque mode de sollicitation.
Le modèle est validé sur des murs soumis au cisaillement et montre sa capacité à reproduire la réponse avant et au-delà du pic de contraintes, ainsi que la fissuration observée expérimentalement.

Chaimoon [27] reprend le modèle d'interface de Lourenço, en modifiant le critère en compression. Il simplifie le critère en compression elliptique et opte pour un critère linéaire (Figure 2.18b). Le point 2 de la Figure 2.18b correspond à la résistance en compression de la maçonnerie, tandis que le point 1 est calculé à partir de l'angle de frottement du mortier. La rupture post-pic de l'interface est modélisée par une loi adoucissante linéaire.
La rupture des blocs est aussi enrichie par rapport au modèle de Lourenço. Il modélise la maçonnerie en divisant les briques en éléments finis triangulaires 2D. Au sein d'un bloc, la rupture peut avoir lieu verticalement, ou suivant deux diagonales, selon un critère de traction ou de Mohr-Coulomb.
La formulation proposée reproduit raisonnablement la réponse élastique et le post-pic, ainsi que le profil de fissuration.

2.4.4 Méthodes aux éléments discrets

Les méthodes aux éléments discrets (MED) considèrent un milieu discontinu comme un assemblage de milieux continus en interaction. Ceci permet de décrire avec précision le caractère discontinu du milieu via sa géométrie, le comportement de chaque élément et les interactions entre éléments.
Comme nous l'avons vu à plusieurs reprises, les structures maçonnées sont des assemblages de briques ou de blocs dans lesquels il faut prendre en compte les discontinuités dues aux joints, mais aussi le comportement individuel de chaque élément. La MED apparaît donc particulièrement adaptée à la maçonnerie, puisqu'elle considère naturellement son aspect discontinu.

Initialement, la *méthode aux éléments distincts* a été proposée par Cundall [31], dans le cadre de la mécanique des roches. La résolution est basée sur l'intégration de l'équation de mouvement des corps, qui permet d'admettre de grands déplacements, avec l'actualisation des positions des corps. De par l'équation du mouvement, cette technique est donc dotée intrinsèquement de la capacité à représenter le comportement statique et dynamique d'une collection d'objets en mouvement.
Les calculs réalisés alternent entre la deuxième loi de Newton appliquée aux corps, et une loi force-déplacement appliquée aux contacts. La deuxième loi de Newton donne le mouvement d'une particule résultant des actions qui lui sont appliquées. La loi force-déplacement est utilisée pour trouver les forces de contact à partir des déplacements.

Par la suite, de nombreuses méthodes reprenant les idées de Cundall ont été développées. Le point commun à ces méthodes est l'idéalisation d'un "discontinuum" afin de décrire séparément le comportement des corps et les interactions entre eux. Les joints sont donc regardés comme des surfaces de contact entre les différents corps. Une présentation des différentes approches aux éléments discrets utilisées pour la modélisation des maçonneries est faite ci-après, inspirée du travail de Lemos [54].
Les méthodes mises au point diffèrent principalement par la manière dont est représenté et géré le contact, la façon de représenter les blocs et la méthode de résolution choisie. Ces points sont abordés ci-après.

Représentation du contact - Dans la plupart des MED, le contact est représenté par un ensemble de points de contact auxquels sont associées des forces de contact, fonction des déplacements relatifs des blocs en ces points. L'avantage de cette approche est qu'elle peut gérer des interactions géométriques variées, en permettant de larges mouvements des blocs.
Le comportement mécanique du contact peut être divisé en deux grandes classes : le contact rigide (*hard contact*) et le contact déformable (*soft contact*). Dans le premier cas, aucune interpénétration des blocs n'est autorisée, tandis que dans le deuxième cas elle est tolérée. Une raideur de contact est alors définie dans les directions normale et tangentielle, reliant les contraintes au niveau du contact avec les déplacements relatifs des blocs.

Gestion du contact - La gestion des contacts peut être explicite ou implicite. Dans le cas de la gestion explicite des interactions, la force d'interaction est directement déduite des variables cinématiques, alors que l'on calcule les deux simultanément dans le cas d'une gestion implicite.

Représentation du bloc - L'hypothèse la plus simple est de considérer le comportement mécanique des blocs comme étant rigide. Toute la déformation du système est alors concentrée dans les joints. Cette hypothèse est acceptable dans le cas de structure maçonnées en pierre dans lesquelles la rupture par mécanisme est commune. Cependant, dans le cas de

matériaux plus faibles (comme des briques creuses) ou dans le cas de concentrations de contraintes, l'introduction de la déformabilité du bloc peut être nécessaire. Dans ce cas, les blocs sont discrétisés avec un maillage éléments finis.

Méthodes de résolution - Deux principales stratégies de résolution de l'équation de la dynamique peuvent être utilisées : la méthode explicite (*smooth)*, ou la méthode implicite (*non smooth*). Dans la première méthode, toutes les valeurs à un instant t sont calculées directement par rapport aux valeurs des pas de temps précédents. La simplicité et la généralité de l'algorithme explicite font qu'il est le plus souvent utilisé dans les MED. Les incréments de temps nécessaires sont petits, mais la résolution à chaque pas est rapide. Dans la méthode implicite, les valeurs calculées à un instant t dépendent des valeurs du pas de temps courant. Par conséquent il faut résoudre un système d'équations à chaque incrément de temps. Cette méthode est moins rapide mais est inconditionnellement stable, et de plus grands pas de temps peuvent être utilisés. Un exemple de méthode de résolution implicite est la *Non Smooth Contact Dynamics*, développée par Moreau & Jean [68], [50], dont on parlera plus longuement dans le chapitre suivant.

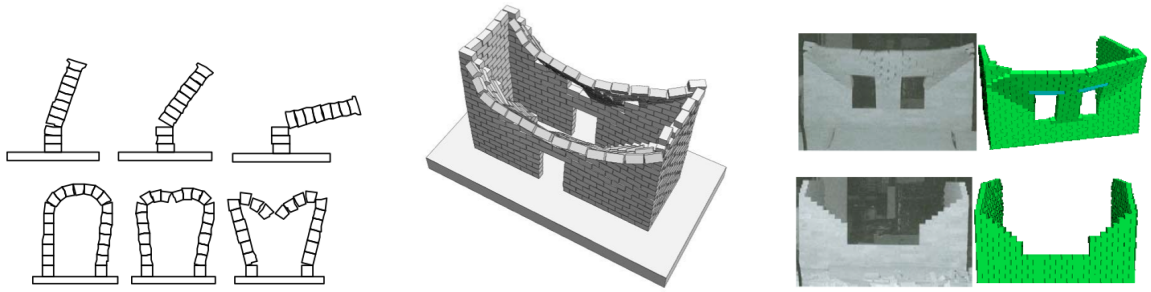
L'avantage de la méthode aux éléments discrets est qu'elle permet de considérer de grands mouvements relatifs entre les blocs, desquels peuvent résulter un changement de la géométrie de la structure (la création de nouveaux contacts entre blocs est reconnue par le programme). La méthode inclut les phénomènes de glissement et la séparation totale des éléments qui n'est souvent pas prise en compte dans les méthodes aux éléments finis. Elle permet également de se placer soit à l'échelle microscopique, soit à l'échelle mésoscopique.

Azevedo & Sincraian [11] modélisent des éléments structuraux anciens (colonnes, arcs) avec les éléments discrets. Le contact est décrit par les raideurs normale et tangentielle, les résistances en traction et en cisaillement, et un angle de frottement. Un modèle de glissement de Coulomb est aussi utilisé. Les simulations ne sont pas comparées à des résultats expérimentaux mais à l'expérience de la rupture habituellement obtenue pour ces structures, et paraissent cohérentes (Figure 2.19a).

La fissuration et les mécanismes de rupture de structures maçonnées soumises à des excitations sismiques ont été étudiés par Alexandris *et. al.* [7]. Le contact entre blocs est modélisé par un simple critère de Mohr-Coulomb. Les mécanismes de rupture obtenus semblent en accord avec l'endommagement observé après un séisme (Figure 2.19b). Cependant, la calibration des paramètres numériques doit être approfondie, notamment via des données expérimentales. Le modèle n'est pas non plus capable de reproduire la dégradation de raideur post-rupture, et la charge à rupture est surestimée. Ceci est entre autres dû à la nécessité d'un modèle plus avancé pour la représentation du contact, prenant en compte l'endommagement et la dégradation progressive du joint.

Fouchal [42] utilise la méthode aux éléments discrets avec une approche micro-mécanique. Les briques et le joint sont représentés, et l'interface est gérée par un modèle d'adhésion. Ce modèle d'interface permet de coupler les conditions de contact unilatéral, de frottement et prend en compte une intensité d'adhésion.

Le comportement hors-plan des voiles en maçonnerie a récemment été étudié par Bui [19]. Le comportement des blocs est élastique et la rupture est concentrée dans les éléments d'interface. La résistance en cisaillement de l'interface dépend de l'effort normal et suit une loi de Coulomb. Après avoir atteint la contrainte maximale, un comportement adoucissant linéaire se met en place, jusqu'à un plateau qui correspond au frottement résiduel. Les phé-



(a) Modélisations d'Azevedo *et. al.* [11] (b) Modélisations d'Alexandris *et. al.* [7] (c) Modélisations de Bui *et. al.* [19]

nomènes de dilatation du joint qui se produisent pendant l'adoucissement sont introduits par le biais d'un déplacement normal qui dépend du déplacement tangentiel et de l'angle de dilatation du joint. Le comportement en traction de l'interface a aussi une phase adoucissante linéaire. La comparaison du modèle aux résultats expérimentaux de tests sur des panneaux chargés hors plan donnent de bons résultas (Figure 2.19c). En particulier, les charges à rupture sont obtenues avec une erreur maximale de 10%, et les mécanismes de rupture sont aussi en adéquation avec les essais.

2.4.5 Conclusions

Les méthodes de modélisation micro-mécaniques ont pour but de représenter la géométrie exacte des structures et de qualifier les interactions à l'échelle locale. Les paramètres caractérisant ces interactions peuvent être déterminés expérimentalement, à partir de petits assemblages.
Avec une bonne description des interfaces, tous les mécanismes de rupture recensés pour la maçonnerie peuvent être pris en compte, à savoir les mécanismes de joints, les mécanismes de blocs et les mécanismes combinés de blocs et de joints. Parfois, négliger certains mécanismes de base peut s'avérer justifié, notamment lorsque l'on étudie des maçonnerie de type blocs forts/joints faibles.
Une description correcte à l'échelle locale se traduit par de bonnes estimations des réponses des structures, même dans le domaine adoucissant. Les profils de fissuration sont également bien reproduits. Ces méthodes sont donc prometteuses et aident à mieux appréhender les mécanismes des maçonneries, même si elles demandent des temps de calculs importants, qui peuvent les rendre difficilement utilisables pour de grandes structures.

2.5 Choix de l'approche numérique

Les nombreuses méthodes proposées dans la littérature considèrent chacune la maçonnerie à une échelle différente. Toutes les méthodes n'ont pas les mêmes objectifs. Certaines préfèrent simplifier le problème, quitte à perdre de l'information pour favoriser les temps de calcul et être plus adaptées dans le milieu de l'ingénierie. D'autres préfèrent se concentrer sur le détail afin de mieux estimer les efforts et les mécanismes en jeu. Le choix de la méthode dépend de la finalité voulue.
Nous sommes ici dans un contexte orienté vers l'ingénierie, avec l'objectif de pouvoir adapter un modèle en bureau d'études. La méthode de modélisation doit pouvoir décrire avec suffisamment de précision le comportement des maçonneries, mais être aussi utilisable par des ingénieurs. Ceci implique plusieurs contraintes. D'abord, le modèle doit être prédictif. Les données d'entrée doivent donc être accessibles en amont d'une étude, et non recalés en fonction des résultats attendus. Les paramètres doivent pouvoir être soit accessibles par la

réglementation, mais nous avons vu dans le chapitre précédent que certains aspects sont négligés et qu'elle a tendance à sous-estimer les comportements ; soit les paramètres doivent être déterminés expérimentalement et les essais doivent rester peu coûteux.

Considérer la maçonnerie comme un milieu homogène peut paraître une méthode attrayante du fait de la simplicité de la structure considérée et de la rapidité de calcul qu'elle confère. Cependant cette approche ne nous paraît pas judicieuse au vu de l'apparente influence des propriétés locales sur le comportement global. De plus, pour être plus représentatifs, les modèles peuvent nécessiter des paramètres mécaniques accessibles par des tests de grande envergure et onéreux.
Les méthodes d'homogénéisation sont capables de donner des résultats intéressants, mais la complexité de la formulation mathématique et la connaissance du matériau requise font qu'elle est pour l'instant restreinte à un public d'experts qualifiés.
La micro-modélisation semble plus appropriée au caractère discontinu de la maçonnerie. La description des interactions brique/mortier par une phase élastique suivie d'un adoucissement fournit de bons résultats. Le comportement non-linéaire peut être reproduit, et la fissuration identifiée avec précision. Ce dernier point peut d'ailleurs être très intéressant dans le cas de diagnostics sur des bâtiments existants. Par ailleurs, les paramètres d'entrée sont disponibles à partir d'essais sur de petits assemblages, dont le coût reste raisonnable.
Cependant la prise en compte de tous les éléments engendre des coûts de calcul importants. C'est pourquoi l'appréhension de la maçonnerie à une échelle mésoscopique nous semble pertinente. La micro-modélisation simplifiée permet d'alléger le calcul, tout en gardant le caractère discontinu qui distingue la maçonnerie d'autres matériaux.
Parmi les méthodes mésoscopiques, nous préférerons la méthode aux éléments discrets, qui a l'avantage de prendre naturellement en compte le caractère discontinu du milieu. La capacité à représenter la séparation totale des blocs, de grands mouvements et des changements de géométrie dans la structure sont des paramètres importants à prendre en compte, en statique, mais aussi dans le cas de sollicitations dynamiques. La présente étude ne traitera que très peu la dimension dynamique, mais il nous semble important de la prendre en considération dans le choix de la méthode, pour favoriser les développements futurs.

Chapitre 3

La maçonnerie par une approche de dynamique non régulière

Sommaire

3.1 Introduction **63**
3.2 La méthode NSCD **63**
3.2.1 Schéma de la résolution 64
3.2.2 Description des contacts 64
3.2.3 Condition de contact frottant 66
3.2.4 Équation de la dynamique 66
3.2.5 Résolution du problème de contact 69
3.3 Les lois de contact **70**
3.3.1 Frottement sec de Coulomb 71
3.3.2 Loi de Mohr-Coulomb 72
3.3.3 Loi de contact cohésive RCCM 72
3.4 Proposition d'une loi de contact cohésive **75**
3.4.1 Les lois cohésives dans la littérature 75
3.4.2 Prise en compte du comportement cohésif des joints de mortier 81
3.5 Conclusions **95**

3.1 Introduction

Comme exposé à la fin du chapitre précédent, nous utiliserons une méthode aux éléments discrets (MED) pour l'étude de la maçonnerie. La capacité des MED à représenter des collections d'objets en interaction permet de prendre en compte le caractère discontinu de la maçonnerie. La description de la structure se fait à l'échelle locale, en définissant des lois de contact décrivant les interactions entre corps. Le comportement global est alors déduit du comportement local.
Dans cette étude, le joint de mortier et les interfaces bloc/mortier sont regroupés en une interface unique, dans le but de simplifier la modélisation et d'alléger les temps de calcul. Nous nous plaçons ainsi à une échelle mésoscopique. La loi de contact implémentée dans le modèle devra donc traduire le comportement de l'interface entre blocs, de manière à représenter le comportement du joint et des interfaces bloc/mortier conjointement.

En général, les MED reposent sur plusieurs hypothèses [37] :

(*i*) Les interactions sont binaires, c'est-à-dire qu'elles dépendent uniquement des propriétés des deux éléments en contact. La cinématique d'un objet dépend donc de ses chargements et des interactions avec les autres éléments.

(*ii*) La région de contact est petite devant la taille de l'élément : le contact peut être considéré comme ponctuel.

(*iii*) La déformation reste confinée au voisinage du contact. Les corps peuvent alors être considérés comme rigides.

(*iv*) Les interactions sont indépendantes les unes des autres de telle sorte que la force de contact peut être déterminée à partir de la déformation au voisinage des contacts.

Parmi les méthodes aux éléments discrets, nous utiliserons la méthode NSCD - *Non Smooth Contact Dynamics* - développée par Moreau et Jean [50; 68] et implémentée dans le logiciel LMGC90 [36].
La méthode *Contact Dynamics* a d'abord été mise au point par Moreau [68]. Elle permet de traiter simultanément toutes les interactions actives sur un pas de temps, et donc de s'affranchir de l'hypothèse (*iv*). Par la suite, Jean [50] élargit la méthode de Moreau pour l'adapter aux corps déformables, ce qui donne naissance à la méthode NSCD. Cette dernière permet d'ignorer la troisième hypothèse précédemment citée.
Le système est étudié par une approche à pas de temps arbitraires (time-stepping) et non nécessairement constants.

Dans ce chapitre, nous présenterons la méthode *Non Smooth Contact Dynamics* et ses équations constitutives. Nous nous intéresserons par la suite aux lois de contact disponibles dans le logiciel LMGC90 pour décrire les joints dans la maçonnerie.

Nous verrons qu'il est nécessaire de formuler une nouvelle loi de contact pour décrire la cohésion et l'endommagement progressif des joints de mortier à l'échelle mésoscopique. Nous introduirons donc une nouvelle loi de contact pour la représentation des joints de mortier, basée sur l'approche utilisée dans les modèles de zones cohésives.

3.2 La méthode NSCD

La méthode *Non Smooth Contact Dynamics* a été développée par Moreau et Jean [68], [50]. Elle diffère des autres méthodes aux éléments discrets en adoptant une gestion implicite du contact, ainsi qu'une méthode d'intégration implicite. Le terme "*Non Smooth*" fait

référence à la prise en compte de lois d'interaction non nécessairement régulières (seuils), conduisant à des sauts de vitesse par exemple. Cette méthode permet de considérer d'éventuels chocs, dont découlent des irrégularités de vitesses, que l'on ne pourrait pas résoudre avec d'autres formulations aux éléments discrets.

3.2.1 Schéma de la résolution

L'enjeu de l'approche multi-contacts est de déterminer le comportement d'une collection d'objets, en tenant compte des interactions entre eux. Durant un pas de temps, trois étapes importantes sont nécessaires pour résoudre le problème :

— La détection des contacts

— Le calcul des forces de contacts

— La détermination des mouvements et l'actualisation de la position des corps

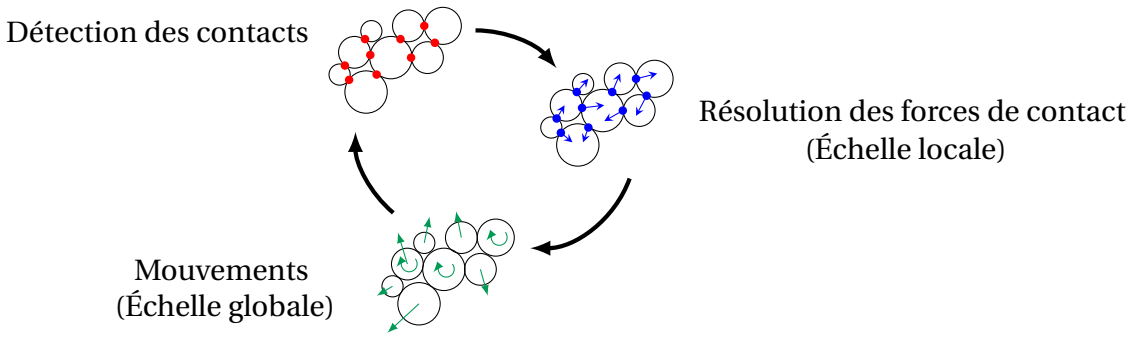


FIGURE 3.1 – Résolution du problème

Lors de la résolution du problème, deux types d'inconnues se dégagent donc : les inconnues locales qui correspondent au contact, et les inconnues globales qui sont celles des équations de la dynamique vérifiées par les corps. Des relations de passage existent pour relier les variables globales associées aux corps, aux variables locales associées aux interactions (Figure 3.2). On définit ainsi l'opérateur linéaire $\mathbf{H}$, reliant les forces globales $\mathbf{R}^\alpha$ aux forces locales $\mathcal{R}^\alpha$, pour un contact α :

$$\mathbf{R}^\alpha = \mathbf{H}^\alpha(q)\ \mathcal{R}^\alpha \tag{3.1}$$

où q représente les variables de Lagrange généralisées (déplacements des nœuds pour un corps déformable, ou déplacements et rotations du centre de gravité pour un corps rigide).

Par la même procédure, on relie la vitesse relative au contact $\mathcal{V}^\alpha$ à la vitesse des corps $\mathbf{V}^\alpha$ dans le repère global avec la transposée de l'opérateur $\mathbf{H}^T$:

$$\mathcal{V}^\alpha = \mathbf{H}^{T\alpha}(q)\ \mathbf{V}^\alpha \tag{3.2}$$

3.2.2 Description des contacts

3.2.2.1 Définition des contacts

La gestion des contacts entre corps est basée sur une approche *candidat/antagoniste*. Pour chaque contact potentiel α entre un corps antagoniste C_a et un corps candidat C_c, on détermine :

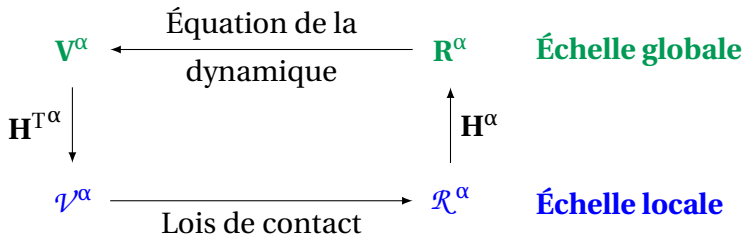


FIGURE 3.2 – Relations de passage entre niveaux local et global

— Les coordonnées du point de contact
— Un repère local $(t_\alpha, n_\alpha, s_\alpha)$
— L'interstice g_α entre les deux corps, défini le long de la direction normale n_α
— La vitesse relative au contact entre les deux corps $\mathcal{V}_\alpha$

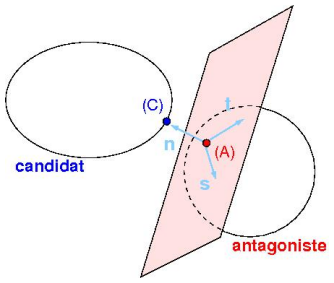


FIGURE 3.3 – Définition du repère local au niveau du contact

Le repère local est porté par l'antagoniste et le vecteur normal n_α pointe de C_a vers C_c. Il est défini pour chaque paire de contacteurs du système et à chaque instant. Les conditions de contact frottant, que l'on définira par la suite seront exprimées dans ce repère.

3.2.2.2 Détection des contacts

Les contacts conditionnent le comportement de la structure, et leur détection peut devenir rapidement compliquée si le nombre de corps est important et selon leurs géométries. L'algorithme de détection des contacts utilisé dans le code LMGC90 se déroule en trois phases :

— La construction du voisinage d'un corps permet de construire les zones potentielles de contact, en triant ses plus proches voisins. Ceci évite de détecter les contacts pour l'ensemble des corps les uns par rapport aux autres.
— Une détection intermédiaire élimine les cas de non contact parmi les contacts potentiels.
— Une détection fine au cours de laquelle les points de contact, les repères locaux et la distance entre les corps sont calculés.

Perales [79] a notamment développé un algorithme pour la détection fine des contacts spécifique aux maçonneries qui concerne le contact entre polyèdres rigides. Les surfaces n'étant pas toujours parallèles, la description du contact se fait par la mise en place d'un plan séparateur avec une méthode proposée par Cundall [30] (Figure 3.3), qui permet de construire un plan de glissement ainsi qu'une normale de projection. Cet algorithme permet d'envisager l'intégration de lois de contacts cohésives pour modéliser des joints de mortier. Les contacts entre les polyèdres rigides peuvent également être détectés par un algorithme

plus simple, qui consiste à repérer les faces en vis-à-vis. Cette méthode est plus rapide, mais est plutôt destinée à des structures régulières dans les cas quasi-statiques.
Dans le cas des corps déformables, la détection de contact se fait de manière hiérarchique. Pour un nœud candidat, on recherche le nœud le plus proche de sa projection, puis l'arête la plus proche et enfin la face la plus proche.

Lorsqu'un contact est détecté entre un corps candidat et un corps antagoniste, les informations locales relatives au contact peuvent être déterminées (coordonnées des points de contacts, repères locaux, ...) afin de résoudre le problème par la suite.

3.2.3 Condition de contact frottant

3.2.3.1 Condition de Signorini

La loi de Signorini (Figure 3.4a) représente une condition de contact unilatéral qui permet de décrire la non interpénétration entre un corps candidat et un corps antagoniste sans cohésion. Autrement dit, la distance g entre les deux corps doit rester positive ou nulle. On suppose aussi que les objets n'exercent pas d'attraction, ce qui implique que la réaction de contact normale $\mathcal{R}_n$ doit rester positive. La condition de Signorini peut alors s'écrire :

$$\begin{cases} g \geq 0 \\ \mathcal{R}_n \geq 0 \\ g.\mathcal{R}_n = 0 \end{cases} \tag{3.3}$$

— S'il n'y a pas contact, alors $g > 0$ et la réaction normale est nulle
— Si le contact a lieu, alors l'interstice g s'annule et il y a une réaction normale ($\mathcal{R}_n > 0$)

Moreau [68] établit une formulation équivalente en termes de vitesses qu'il est plus naturel d'utiliser en dynamique :

$$\begin{cases} g(t_0) \geq 0 \text{ au temps initial } t_0 \\ g(t) \leq 0 \Rightarrow \mathcal{V}_n \geq 0,\ \mathcal{R}_n \geq 0,\ \mathcal{V}_n \mathcal{R}_n = 0 \end{cases} \tag{3.4}$$

où $\mathcal{V}_n$ est la composante normale de la vitesse relative au contact.

3.2.3.2 Loi de Coulomb

Le frottement sec permet d'exprimer la résistance au glissement tangentiel entre deux corps en contact. La loi frottement de Coulomb (Figure 3.4b) relie la vitesse de glissement $\mathcal{V}_t$ à la réaction tangentielle (ou force de frottement) $\mathcal{R}_t$:

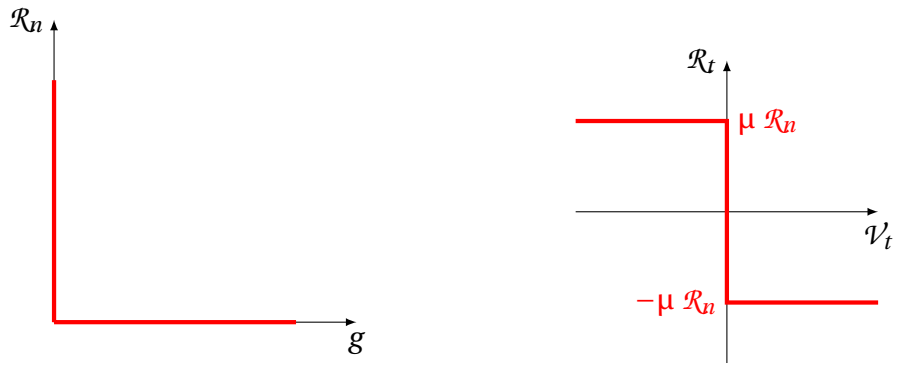
$$\begin{cases} \|\mathcal{V}_t\| = 0, \|\mathcal{R}_t\| \leq \mu \mathcal{R}_n & \textit{Pas de glissement} \\ \|\mathcal{V}_t\| = -\lambda \frac{\mathcal{R}_t}{\|\mathcal{R}_t\|}, \|\mathcal{R}_t\| = \mu \mathcal{R}_n & \textit{Glissement} \end{cases} \tag{3.5}$$

où $\lambda > 0$ et μ est le coefficient de frottement.
Dans la première relation, la vitesse de glissement $\mathcal{V}_t$ est nulle. Les forces de frottement se trouvent alors à l'intérieur du cône de Coulomb. Dans la seconde expression, la vitesse de glissement est non nulle et on obtient une réaction tangentielle opposée à la vitesse.

3.2.4 Équation de la dynamique

Le mouvement de chaque corps composant le milieu discret est décrit par une équation de la dynamique. En présence de contact, mais en l'absence de choc, le mouvement d'un élément peut être décrit avec :

$$\begin{aligned} &\mathbb{M}(q)\dot{\mathbf{V}} = \mathbb{F}_{int}(q, \mathbf{V}, t) + \mathbb{F}_{ext}(t) + \mathbf{R} \\ &+ \text{Conditions initiales et conditions aux limites} \end{aligned} \tag{3.6}$$



(a) Condition de Signorini (b) Condition de frottement de Coulomb

FIGURE 3.4 – Conditions de contact unilatéral

où :

— $\mathbb{M}$ est la matrice d'inertie du corps

— $\mathbb{F}_{int}$ se réfère aux forces intérieures pour les corps déformables, ou aux termes gyroscopiques et centrifuges pour les corps rigides.

— $\mathbb{F}_{ext}$ représente les forces extérieures.

— q correspond aux variables de Lagrange généralisées *ie.* les déplacements des nœuds pour un corps déformable, ou les déplacements et les rotations pour un corps rigide.

— $\mathbf{V}$ est le vecteur vitesse.

— $\mathbf{R}$ représente les contributions des forces de contact.

3.2.4.1 Discrétisation et intégration du problème

La première étape de la résolution consiste à intégrer l'équation de la dynamique donnée par l'équation (3.6), et à l'exprimer au moyen des variables locales.
Des discontinuités de vitesses étant attendues, la dynamique du système discret est réécrit en termes de mesures différentielles. Le terme relatif à la matrice d'inertie étant supposé constant (ou évoluer lentement), l'équation (3.6) devient :

$$\mathbb{M}d\mathbf{V} = \mathbb{F}_{ext}(t)dt + \mathbb{F}_{int}(q,\mathbf{V},t)dt + d\mathbf{R} \tag{3.7}$$

où $d\mathbf{V}$ représente la mesure différentielle de la vitesse et $d\mathbf{R}$ la mesure différentielle des impulsions des efforts de contact.

On considère à présent un intervalle de temps $]t_i, t_{i+1}]$, de longueur h. L'idée principale de la discrétisation temporelle est que les variables discrètes ne sont pas à définir à un temps t précis appartenant à l'intervalle, mais aux bornes de l'intervalle.
En intégrant l'équation (3.7), on obtient :

$$\mathbb{M}(\mathbf{V}_{i+1} - \mathbf{V}_i) = \int_{t_i}^{t_{i+1}} \mathbb{F}_{ext} + \mathbb{F}_{int}\mathrm{d}t + \mathbf{I} \tag{3.8}$$

où $\mathbf{I}$ représente l'impulsion sur l'intervalle de temps considéré.

Il vient alors :

$$\mathbf{V}_{i+1} = \underbrace{\mathbf{V}_i + \mathbb{M}^{-1}\int_{t_i}^{t_{i+1}} \mathbb{F}_{ext} + \mathbb{F}_{int}\mathrm{d}t}_{\mathbf{V}_{free}} + \mathbb{M}^{-1}\mathbf{I} \tag{3.9}$$

L'intégration des termes supposés continus $\mathbb{F}_{ext}$ et $\mathbb{F}_{int}$ se fait par une θ-méthode et conduit à :

$$\begin{aligned}\int_{t_i}^{t_{i+1}} \mathbb{F}_{ext}\,\mathrm{d}t &= h\left[(1-\theta)\mathbb{F}_{ext,i} + \theta\mathbb{F}_{ext,i+1}\right]\\ \int_{t_i}^{t_{i+1}} \mathbb{F}_{int}\,\mathrm{d}t &= h\left[(1-\theta)\mathbb{F}_{int,i} + \theta\mathbb{F}_{int,i+1}\right]\end{aligned} \tag{3.10}$$

Le terme prédicteur $\mathbf{V}_{free}$ correspond à la vitesse libre, *ie.* au comportement que les corps auraient sans présence de contact. Le terme $\mathbb{M}^{-1}\mathbf{I}$ équivaut quant à lui à la correction de la vitesse due à la présence de contacts.

3.2.4.2 Condensation de la dynamique au contact

La condensation de la dynamique au contact consiste à exprimer l'équation de la dynamique avec les variables locales.
Si l'on veut écrire l'équation (3.9) à l'échelle d'un contact α pour une configuration q_m donnée, on peut utiliser l'opérateur $\mathbf{H}^{\mathrm{T}\alpha}$:

$$\mathbf{H}^{\mathrm{T}\alpha}(q_m)\mathbf{V}_{i+1} = \mathbf{H}^{\mathrm{T}\alpha}(q_m)\mathbf{V}_{free} + \mathbf{H}^{\mathrm{T}\alpha}(q_m)\mathbb{M}^{-1}\mathbf{I} \tag{3.11}$$

qui correspond à :

$$\mathcal{V}_{i+1} = \mathcal{V}_{free} + \mathbf{H}^{\mathrm{T}\alpha}(q_m)\mathbb{M}^{-1}\mathbf{I} \tag{3.12}$$

En considérant à présent la participation des impulsions provenant d'autres contacts $\beta \neq \alpha$, on peut exprimer l'impulsion moyenne à l'échelle locale :

$$\mathbf{I} = \sum_{\beta\neq\alpha} \mathbf{H}^{\beta}(q_m)\mathscr{I}^{\beta} + \mathbf{H}^{\alpha}(q_m)\mathscr{I}^{\alpha} \tag{3.13}$$

on peut alors écrire :

$$\mathcal{V}_{i+1} = \mathcal{V}_{free} + \mathbf{H}^{\mathrm{T}\alpha}(q_m)\mathbb{M}^{-1}\left\{\sum_{\beta} \mathbf{H}^{\beta}(q_m)\mathscr{I}^{\beta} + \mathbf{H}^{\alpha}(q_m)\mathscr{I}^{\alpha}\right\} \tag{3.14}$$

ou encore :

$$\mathcal{V}_{i+1} = \mathcal{V}_{free} + \sum_{\beta} \mathbf{H}^{\mathrm{T}\alpha}(q_m)\mathbb{M}^{-1}\mathbf{H}^{\beta}(q_m)\mathscr{I}^{\beta} + \mathbf{H}^{\mathrm{T}\alpha}(q_m)\mathbb{M}^{-1}\mathbf{H}^{\alpha}(q_m)\mathscr{I}^{\alpha} \tag{3.15}$$

Enfin, en introduisant l'opérateur de Delassus : $\mathbb{W}^{\alpha\beta} = \mathbf{H}^{\mathrm{T}\alpha}(q_m)\mathbb{M}^{-1}\mathbf{H}^{\beta}(q_m)$, on peut réécrire l'équation (3.15) sous la forme :

$$\mathcal{V}_{i+1} = \mathcal{V}_{free} + \sum_{\beta} \mathbb{W}^{\alpha\beta}\mathscr{I}^{\beta} + \mathbb{W}^{\alpha\alpha}\mathscr{I}^{\alpha} \tag{3.16}$$

On définit alors :

$$\mathcal{V}_{loc,free} = \mathcal{V}_{free} + \sum_{\beta} \mathbb{W}^{\alpha\beta}\mathscr{I}^{\beta}, \tag{3.17}$$

et le problème se résume finalement au système suivant :

$$\begin{cases} \mathcal{V}_{i+1} = \mathcal{V}_{loc,free} + \mathbb{W}^{\alpha\alpha}\mathscr{I}^{\alpha} \\ \mathrm{Loi\ de\ contact}\ (\mathscr{I}^{\alpha}, \mathcal{V}^{\alpha}) = 0 \end{cases} \tag{3.18}$$

Le système (3.18) donne la vitesse relative d'un candidat α comme une fonction affine de son impulsion ainsi que les relations de contact frottant. Les inconnues de ce système sont l'impulsion $\mathscr{I}^{\alpha}$ et la vitesse $\mathcal{V}^{\alpha}$.

3.2.5 Résolution du problème de contact

La résolution locale des équations de contact se fait à l'aide d'un algorithme de Gauss-Seidel, en balayant la liste des contacts jusqu'à convergence. Le principe est de calculer la solution élémentaire du problème pour un contact α, en supposant connues des valeurs provisoires pour les autres contacts β ($\beta \neq \alpha$).

3.2.5.1 Résolution pour un contact frottant

En deux dimensions, la résolution du problème de contact revient à trouver l'intersection de graphes (Figure 3.5). On considère que la première équation du système (3.18) est une droite d'ordonnée à l'origine $\mathcal{V}_{loc,free}$ et de coefficient directeur $\mathbb{W}^{\alpha\alpha}$.

On note la matrice $\mathbb{W}$:

$$\mathbb{W} = \begin{bmatrix} \mathbb{W}_{nn} & \mathbb{W}_{nt} \\ \mathbb{W}_{tn} & \mathbb{W}_{tt} \end{bmatrix}$$

et on pose :

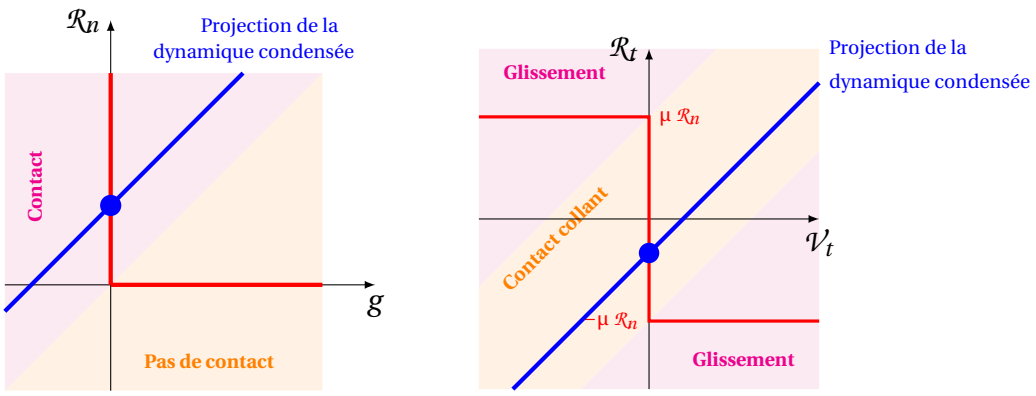
$$\mathsf{r} = \mathbb{W}^{-1}\mathcal{V}_{loc,free}$$

— Si $\mathcal{V}_{loc,free} > 0$ alors il n'y a pas de contact

— Si $\mathcal{V}_{loc,free} \leq 0$ alors il y a contact

- Si $\mathsf{r}_t + \mu \mathsf{r}_n < 0$, il y a un glissement vers l'avant
- Si $\mathsf{r}_t - \mu \mathsf{r}_n > 0$, il y a un glissement vers l'arrière
- Si $\mathsf{r}_t + \mu \mathsf{r}_n \geq 0$ ou $\mathsf{r}_t - \mu \mathsf{r}_n \leq 0$, on est en présence d'un contact "collant", *ie.*, il y a contact mais sans glissement associé

Ces différents cas sont illustrés en Figure 3.5.



(a) Composante normale (b) Composante tangentielle

FIGURE 3.5 – Résolution du problème de contact frottant par projection de la dynamique condensée au contact

En trois dimensions, le système à résoudre est constitué de six inconnues. Il est résolu par un algorithme de Newton généralisé.

3.2.5.2 Algorithme de résolution

On se propose ici de donner un aperçu simplifié de l'algorithme de résolution de la méthode NSCD.

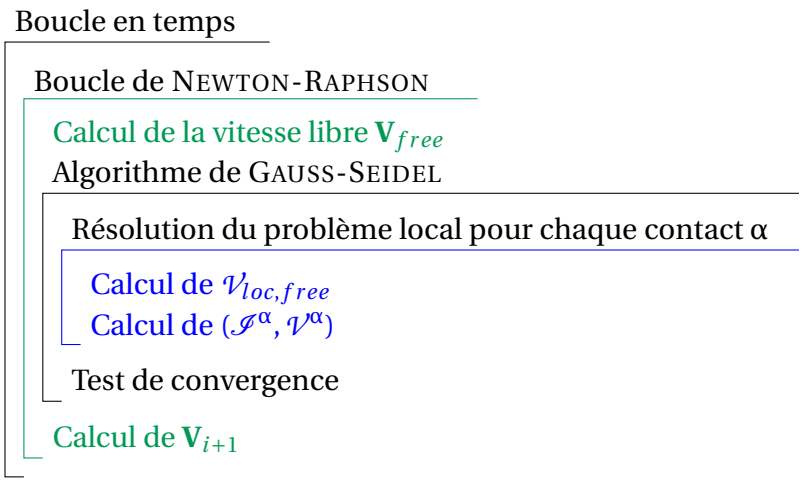


FIGURE 3.6 – Algorithme de résolution de la méthode NSCD

3.3 Les lois de contact

Le calcul des réactions de contact repose sur la définition des lois d'interfaces. Le logiciel LMGC90, utilisé dans cette étude, permet l'utilisation de nombreuses lois d'interactions. Nous donnerons dans cette section un bref aperçu des lois de contact que l'on peut utiliser pour modéliser les maçonneries.

Dans le cas des maçonneries qui comportent des joints de mortier, le mortier et les interfaces bloc/mortier sont regroupés en une interface unique (Figure 3.7). Cette approche correspond à la micro-modélisation simplifiée de Lourenço [59], que nous qualifierons d'approche mésoscopique. La loi de contact doit donc rendre compte des mécanismes impliquant le comportement du joint et des interfaces bloc/mortier. Ces mécanismes correspondent à l'endommagement en traction ou en cisaillement du joint (l'endommagement en compression n'étant pas considéré ici) et au frottement le long du joint une fois que celui-ci est totalement rompu.

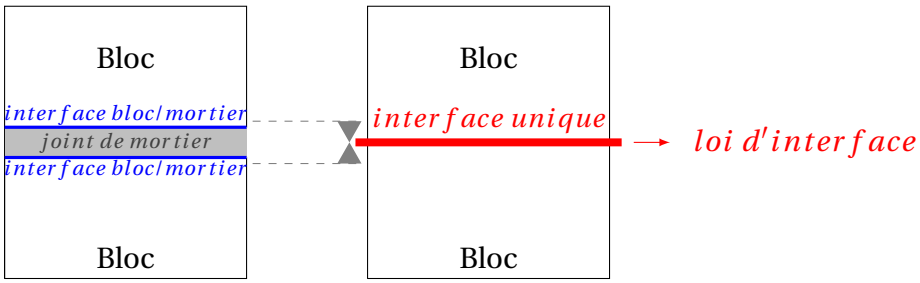


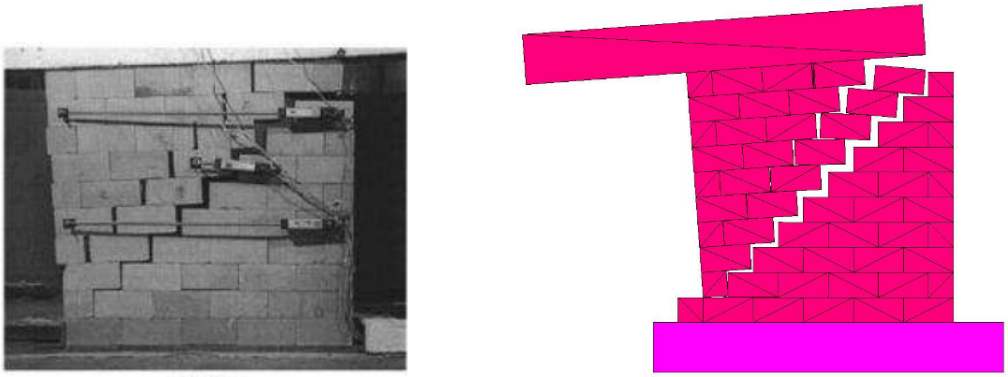
FIGURE 3.7 – Loi de contact à l'interface entre blocs

Les mécanismes de rupture intra-blocs peuvent également être pris en compte en ajoutant une (ou plusieurs) interface(s) au sein des blocs correspondant aux chemins potentiels de fissuration dans le bloc.

3.3.1 Frottement sec de Coulomb

La loi de frottement sec revient à utiliser les conditions de contact frottant décrites dans la Section 3.2.3. Le seul paramètre d'entrée à spécifier est le coefficient de frottement μ. Dans le cas des maçonneries, cette loi de contact est plutôt adaptée aux joints secs (ou joints vifs), mais doit également être prise en compte dans les structures présentant un joint de mortier, après rupture du joint.

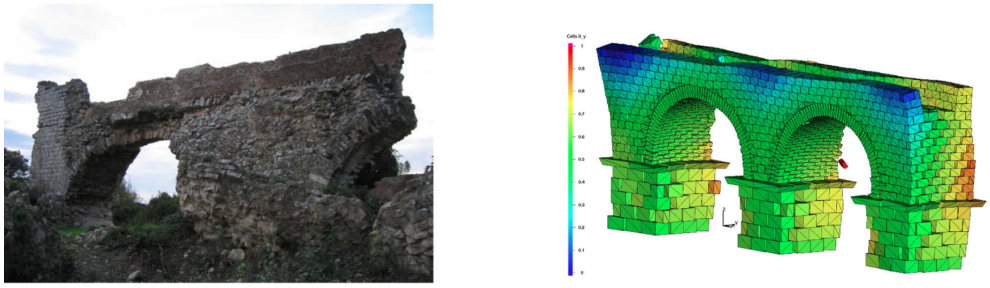
Cette loi d'interaction basique a déjà montré son efficacité dans le cas des maçonneries à joints vifs. Perales [79] reproduit notamment un essai de Roca *et. al.* [89] sur un mur en maçonnerie à joints vifs soumis au cisaillement. Les résultats de la simulation montrent un profil de rupture fidèle au comportement expérimental (Figure 3.8). La valeur de la charge horizontale induisant le glissement de la poutre supérieure est également estimée avec peu d'erreur.



(a) Rupture observée par Roca *et. al.* [89] (b) Simulation de Perales [79]

FIGURE 3.8 – Application de la loi de frottement sec à un mur à joints vifs, d'après Perales [79]

L'aqueduc d'Arles a été étudié par Rafiee *et. al.* [81]. La loi de frottement de Coulomb paraît adaptée pour ce monument ancien car les fondations, les piles et les arcs ont été assemblés sans mortier. La modélisation de l'aqueduc en dynamique a montré que les détachements de blocs sont concentrés dans les parties hautes de la structure. Ceci correspond aux dommages observés *in-situ*, et pourrait donc expliquer la ruine du monument.



(a) Dommages observés *in-situ* (b) Simulation de la structure en dynamique

FIGURE 3.9 – Modélisation de l'aqueduc d'Arles en dynamique, d'après Rafiee *et. al.* [81]

Taforel [98] a lui aussi étudié le cas des maçonneries sèches avec cette loi de frottement sec, et notamment une structure de blocs de marbre sollicitée au basculement.

La loi de frottement est facile à mettre en place et nécessite peu de temps de calcul. Elle peut prédire les mécanismes de rupture et éventuellement les efforts en jeu dans les maçonneries à joints vifs (ou secs).

3.3.2 Loi de Mohr-Coulomb

La loi de Mohr-Coulomb (Figure 3.10) permet d'introduire de la cohésion au niveau de l'interface. L'interface est définie par une cohésion normale c_n et une cohésion tangentielle c_t. Tant que la réaction au niveau de la surface de contact est à l'intérieur du cône de Coulomb (Figure 3.10), l'interface transmet les efforts en jeu. Lorsque l'une des résistances est atteinte, l'interface est considérée comme rompue et une loi de frottement se met en place. La rupture s'apparente donc à une rupture fragile de l'interface en traction ou en cisaillement, au sens où la raideur de l'interface est infinie avant rupture et ne présente aucune diminution progressive caractéristique d'un endommagement.

Les paramètres d'entrée nécessaires à la définition de la loi de Mohr-Coulomb sont la cohésion normale (c_n), la cohésion tangentielle (c_t), et le coefficient de frottement (μ) pour décrire le comportement de l'interface après la décohésion.

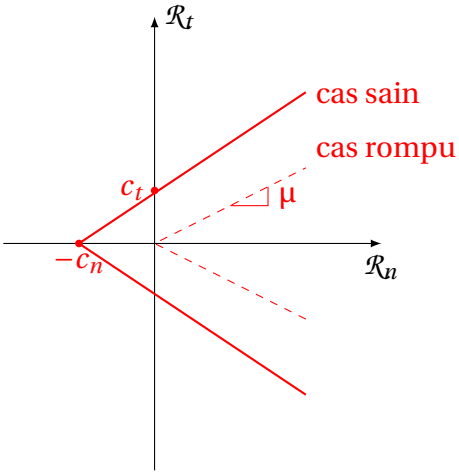


FIGURE 3.10 – Loi de Mohr-Coulomb

Pour la résolution du problème cohésif, un changement de variable est réalisé afin de se ramener aux conditions de contact frottant. Les équations (3.3) et (3.5) deviennent :

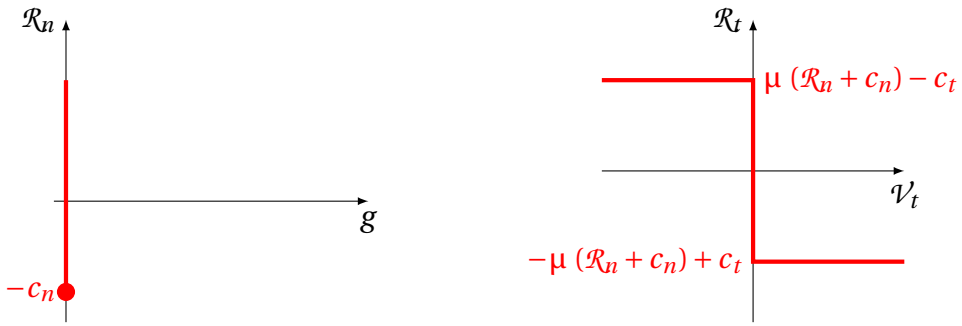
$$Signor: \begin{cases} g \geq 0 \\ (\mathcal{R}_n + c_n) \geq 0 \\ g.(\mathcal{R}_n + c_n) = 0 \end{cases} \qquad Clb: \begin{cases} \|\mathcal{V}_t\| = 0, \|(\mathcal{R}_t + c_t)\| \leq \mu(\mathcal{R}_n + c_n) \\ \|\mathcal{V}_t\| \neq 0, \|(\mathcal{R}_t + c_t)\| = \mu(\mathcal{R}_n + c_n) \end{cases} \tag{3.19}$$

Les graphes correspondant aux conditions de contact frottant modifiées pour la loi de Mohr-Coulomb sont illustrés dans la Figure 3.11.

La loi de Mohr-Coulomb traduit un comportement fragile de l'interface qui n'est pas représentatif des joints de mortier pour lesquels un comportement quasi-fragile est attendu (comportement s'apparentant à celui du béton). Le lecteur pourra d'ailleurs trouver en Annexe A une modélisation allant dans ce sens.

3.3.3 Loi de contact cohésive RCCM

Le modèle RCC a été mis au point par Raous, Cangémi et Cocu [83] afin de prendre en compte une cohésion avec un endommagement progressif au niveau de l'interface. Ce modèle de zone cohésive propose une transition d'un état adhérent vers un état frottant dans le plan tangent à l'interface, et à un état de contact unilatéral dans la direction normale. L'adhésion est considérée comme un endommagement d'interface. Monerie [67] étend le modèle RCC en introduisant notamment un coefficient de frottement variable. Ceci permet d'éviter



(a) Condition de Signorini modifiée

(b) Condition de frottement de Coulomb modifiée

FIGURE 3.11 – Conditions de contact unilatéral modifiées selon la loi de Mohr-Coulomb avant rupture. Après rupture voir Figure 3.4

toute dissipation par frottement avant que l'endommagement interfacial ne soit amorcé. Le modèle RCC reformulé par Monerie donne naissance au modèle RCCM.

Le modèle introduit une variable β traduisant l'intensité d'adhésion entre les deux corps. Cette variable, introduite par Frémond, peut être interprétée comme la proportion de liaisons actives entre les corps en contact, et par extension comme une variable d'endommagement surfacique. β évolue de 1 lorsque l'adhésion est totale, vers zéro lorsqu'il n'y a plus d'adhésion. Si $0 < \beta < 1$, l'adhésion est partielle. Lorsque le seuil d'endommagement est atteint, l'intensité d'adhésion β calculée dépend de l'énergie d'adhésion w, des raideurs initiales normales ($\mathcal{K}_n$) et tangentielles ($\mathcal{K}_t$) de l'interface, et des sauts de déplacements au niveau de l'interface :

$$\beta = \frac{w}{\mathcal{K}_n.\mathcal{U}_n{}^2 + \mathcal{K}_t.||\mathcal{U}_t||^2} \tag{3.20}$$

À l'état initial, l'adhésion est totale, l'interface est élastique et possède une raideur normale $\mathcal{K}_n$ et une raideur tangentielle $\mathcal{K}_t$. Lorsque la contrainte maximale est atteinte l'interface s'endommage, ce qui entraîne d'une part la dégradation de l'adhésion traduite par la variable β et des raideurs apparentes $\beta^2\mathcal{K}_n$ et $\beta^2\mathcal{K}_t$, et d'autre part des phénomènes dus au frottement.
La perte d'adhésion se traduit par un endommagement irréversible, et l'intensité de l'endommagement est supposée dépendre des effets combinés des déformations normale et tangentielle.

Si l'on choisit de ne pas considérer un coefficient de frottement variable comme proposé par Monerie [67], on peut choisir d'initier le frottement avant le travail de l'interface. La courbe de la composante tangentielle est alors décalée de $\mu\mathcal{R}_n$ par rapport à l'axe des abscisses. Ceci permet de considérer à la fois les phénomènes de frottement et l'endommagement au niveau de l'interface.

Finalement, les paramètres d'entrée du modèle RCCM sont :

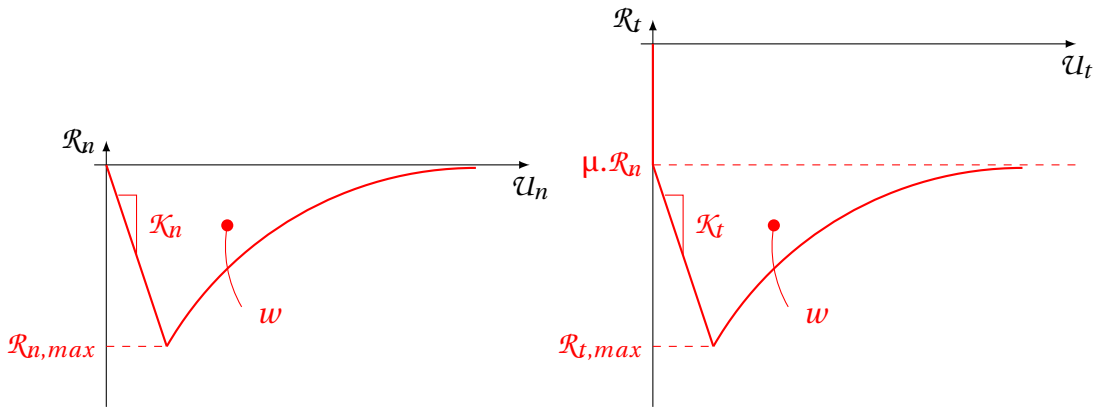
— Les raideurs normale et tangentielle initiales de l'interface $\mathcal{K}_n$ et $\mathcal{K}_t$

— L'énergie d'adhésion w

— Un coefficient de viscosité pour l'évolution de l'adhésion de l'interface b

— Le coefficient de frottement μ

Pour résoudre le problème de contact, les lois de contact frottant sont réexprimées comme



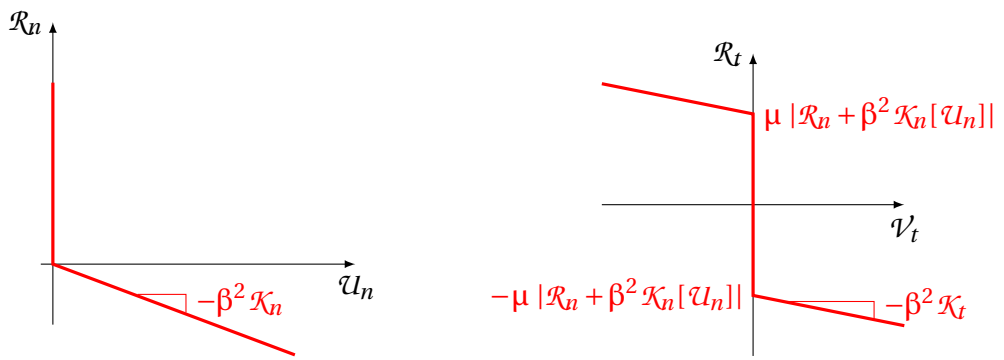
(a) Composante normale (b) Composante tangentielle

FIGURE 3.12 – Loi de contact cohésive RCCM

suit :

$$
\begin{aligned}
Signor: &\quad \begin{cases} [\mathcal{U}_n] \geq 0 \\ \mathcal{R}_n + \beta^2 \mathcal{K}_n [\mathcal{U}_n] \geq 0 \\ [\mathcal{U}_n] \left(\mathcal{R}_n + \beta^2 \mathcal{K}_n [\mathcal{U}_n]\right) = 0 \end{cases} \\
Clb: &\quad \begin{cases} \|\mathcal{V}_t\| = 0, \|(\mathcal{R}_t + \beta^2 \mathcal{K}_t [\mathcal{U}_t])\| \leq \mu_\beta |\mathcal{R}_n + \beta^2 \mathcal{K}_n [\mathcal{U}_n]| \\ \|\mathcal{V}_t\| \neq 0, \|(\mathcal{R}_t + \beta^2 \mathcal{K}_t [\mathcal{U}_t])\| = \mu_\beta |\mathcal{R}_n + \beta^2 \mathcal{K}_n [\mathcal{U}_n]| \end{cases}
\end{aligned}
\tag{3.21}
$$

où $[\mathcal{U}_n]$ est le saut de déplacement normal, et $[\mathcal{U}_t]$ le saut de déplacement tangentiel. Le coefficient de frottement μ_β est égal à $\mu(1-\beta)$ dans le modèle RCCM, et à μ dans le modèle RCC.
Les lois de contact frottant tenant compte du changement de variable du modèle RCCM sont données dans la Figure 3.13.



(a) Condition de Signorini modifiée (b) Condition de frottement de Coulomb modifiée

FIGURE 3.13 – Conditions de contact unilatéral modifiées selon la loi RCCM

Cette loi de contact est plutôt adaptée à un modèle de fissuration se plaçant à une échelle très microscopique. En effet, il n'y a pas de réelle différenciation des modes I et II dans la définition des paramètres, et la forme de la loi est implicitement contrainte. À l'échelle mésoscopique où nous avons choisi de nous placer, il paraît judicieux de correctement différencier les paramètres du mode d'ouverture (Mode I) et du mode de glissement (Mode II) de l'interface.

3.4 Proposition d'une loi de contact cohésive

Le but de cette section est d'introduire une nouvelle loi de contact, implémentée dans le code LMGC90.
Dans le cas de la maçonnerie avec joints de mortier, l'enjeu est de prendre en compte le comportement quasi-fragile du mortier, c'est-à-dire son endommagement progressif avant rupture, se traduisant par une diminution progressive des raideurs normale et tangentielle, mais également des contraintes normales et tangentielles que peut transmettre l'interface.
La fissuration des matériaux peut être décrite par une approche basée sur la notion de *zone cohésive*. Les modèles de zones cohésives s'attachent à décrire des lois de comportement traduisant la phase d'endommagement précédant la rupture le long d'une interface. Ces modèles s'établissent à une échelle mésoscopique dans la mesure où ils traduisent, le long d'une interface cohésive, un comportement généralement volumique regroupant à la fois les phénomènes de microfissuration et de pontage de fissure (crack bridging) en ce qui concerne le comportement quasi-fragile. Pour des comportements plus ductiles, les modèles peuvent également traduire une plastification locale.
Ainsi, les modèles de zones cohésives traduisent l'endommagement à partir de critères mésoscopiques, exprimés par une loi cohésive liant la contrainte σ transmissible par l'interface à la discontinuité de déplacement u entre les limites de l'interface. L'énergie nécessaire à la séparation totale de deux points en vis-à-vis, correspondant à l'aire sous la loi cohésive (σ, u), représente l'énergie de rupture (exprimée en J/m^2), ou énergie cohésive.

Dans la suite, nous décrirons la loi de comportement que nous avons formulée pour la modélisation des joints de mortier, puis nous étudierons l'effet du chemin de chargement sur la dissipation de l'énergie cohésive. Nous discuterons également de l'influence de la forme de la phase adoucissante sur la propagation de l'endommagement dans des structures simples.

3.4.1 Les lois cohésives dans la littérature

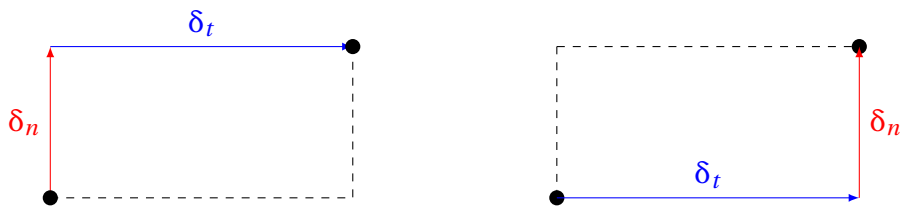
Avant de présenter la loi de contact cohésive que nous avons choisi d'implémenter dans le code LMGC90 pour représenter les joints de mortier, il paraît intéressant d'exposer quelques modèles de zones cohésives en mode mixte utilisés dans la littérature.

Les modèles de zones cohésives (CZM), introduits par Barenblatt [13] et Dugbale [38], permettent de décrire le comportement mécanique d'une zone d'élaboration de fissure (ou Fracture Process Zone) par l'intermédiaire d'une relation contrainte-ouverture. Typiquement, pour un matériau quasi-fragile, cette relation se traduit par une phase élastique, suivie d'une phase adoucissante au cours de laquelle la raideur de l'interface se dégrade progressivement et s'accompagne d'une diminution progressive de la contrainte transmissible par l'interface jusqu'à rupture. La rupture correspond à une séparation irréversible de l'interface pour deux nœuds en vis-à-vis. La fissure représente alors une discontinuité du champ de déplacement, que l'on peut ramener à trois modes de rupture : le mode d'ouverture (Mode I), le mode de glissement plan (Mode II) et le mode de glissement anti-plan (Mode III). Le processus de rupture implique généralement une superposition de ces modes : on parle alors de mode mixte.

Les modèles de zones cohésives en mode mixte peuvent être couplés ou non. Dans le cas des modèles non couplés, les contraintes normales et tangentielles dépendent uniquement des déplacements dans la même direction, et vice-versa. Ce type de CZM est plus approprié lorsque le processus de rupture se produit sous un mode pur, ou s'il est largement dominé

par l'un des modes purs. À l'inverse, si le modèle est couplé, les contraintes normales et tangentielles dépendent à la fois du déplacement normal et du déplacement tangentiel, et l'endommagement impacte simultanément les raideurs normale et tangentielle. Les CZM couplés peuvent différer par l'utilisation ou non d'un potentiel, la forme de la loi utilisée, et la définition des paramètres de couplage.

Dans les matériaux quasi-fragiles, d'un point de vue microscopique, la fissuration se développe dans des directions dépendantes de la direction de chargement. Par exemple, sous sollicitation de traction, la direction de fissuration privilégiée est perpendiculaire à la direction de chargement, tandis qu'en cisaillement, la fissuration se fera plutôt avec un angle de 45° par rapport à la sollicitation. Il paraît raisonnable de penser que les fissures interagiront différemment selon la chronologie du chargement. L'histoire du chargement pourrait donc avoir une influence sur la réponse du matériau et sur l'énergie dissipée (Figure 3.15).
Afin de mettre en avant la dépendance au chemin de chargement, chaque loi cohésive étudiée est testée en chargeant l'interface de deux manières différentes. Dans un premier temps, l'interface est d'abord chargée dans la direction normale (Mode I) jusqu'au déplacement δ_n, puis dans la direction tangentielle (Mode II) jusqu'à rupture. Dans un second cas, l'interface est chargée à l'inverse : dans la direction tangentielle puis dans la direction normale. Les deux chemins de chargement sont donnés dans la Figure 3.14.



(a) Chemin 1 (b) Chemin 2

FIGURE 3.14 – Chemins de chargement étudiés par Dimitri *et. al.* [34]

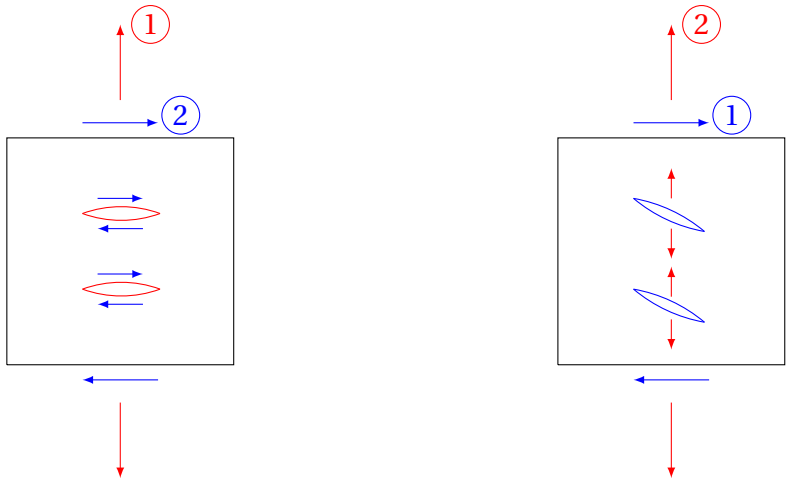
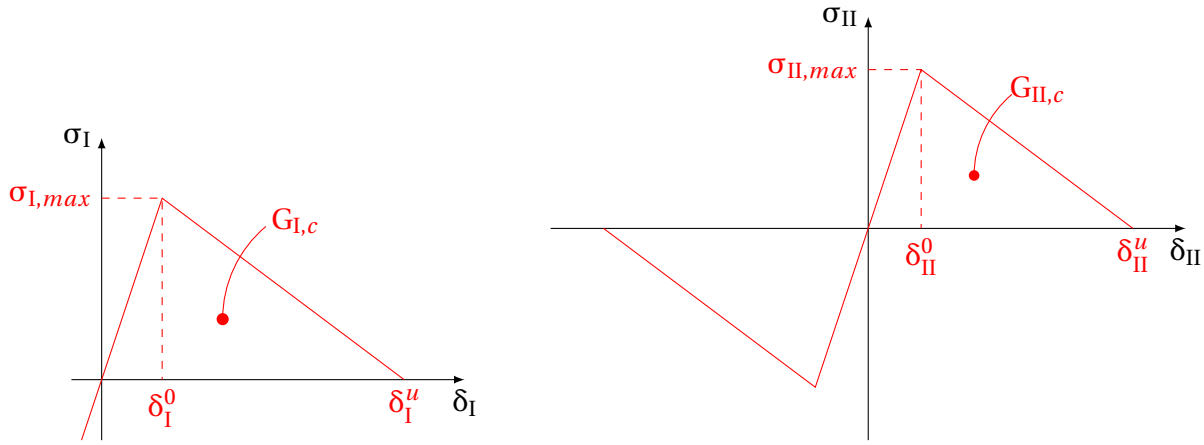


FIGURE 3.15 – Microfissuration en fonction des chemins de chargement étudiés par Dimitri *et. al.* [34]

Modèle de Camanho (2003)

Camanho *et. al.* [25] considèrent un modèle cohésif en mode mixte couplé pour modéliser la délamination progressive entre deux interfaces dans les matériaux composites. Le mode mixte est déduit à partir des modes purs grâce à des critères d'initiation et de propagation de fissure. La raideur initiale K caractérise la partie élastique et est considérée identique

pour tous les modes (Mode I, Mode II et mode mixte). La partie adoucissante est considérée linéaire.



(a) Composante normale (b) Composante tangentielle

FIGURE 3.16 – Modèle de Camanho *et. al.*

En considérant qu'un déplacement normal négatif ne génère pas d'effet de mixité, le déplacement en mode mixte est donné par :

$$\delta = \sqrt{{\delta_I}^2 + {\delta_{II}}^2} \tag{3.22}$$

Un coefficient $\beta = \delta_{II}/\delta_I$ est introduit pour exprimer les déplacements en mode mixte. Il est supposé que l'initiation de l'endommagement est prédit par un critère de rupture quadratique. La propagation de l'endommagement est gérée par un critère de Benzeggagh-Kenane [14], exprimé en fonction des énergies de rupture des modes I et II, et d'un paramètre η obtenu expérimentalement :

$$G_{I,c} + (G_{II,c} - G_{I,c})\left(\frac{G_{II}}{G_T}\right)^{\eta} = G_c \; avec \; G_T = G_I + G_{II} \tag{3.23}$$

Les contraintes en mode mixte sont données par :

$$\sigma_i = \begin{cases} K\delta_i & si \;\; \delta \leq \delta^0 \\ (1-d)K\delta_i & si \;\; \delta^0 < \delta < \delta^u \\ 0 & si \;\; \delta \geq \delta^u \end{cases} \tag{3.24}$$

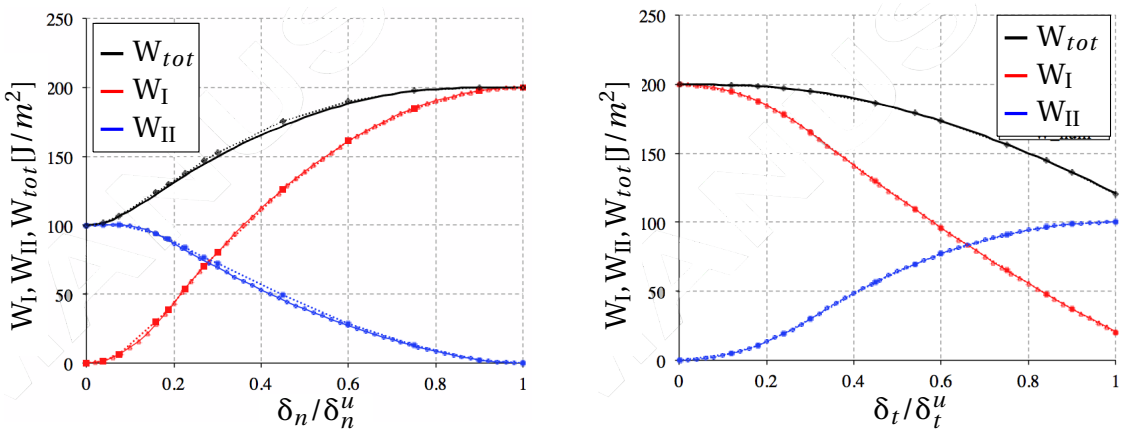
La variable d traduit la dégradation de la raideur K lors de l'endommagement (partie adoucissante). L'évolution de la variable d'endommagement d varie de 0 pour un état non endommagé, à 1 lorsque l'interface est rompue et est définie par :

$$d = \frac{\delta^u(\delta^{max} - \delta^0)}{\delta^{max}(\delta^u - \delta^0)} \tag{3.25}$$

Le modèle requiert 7 paramètres d'entrée : les énergies de rupture $G_{I,c}$ et $G_{II,c}$, les contraintes maximales $\sigma_{I,max}$ et $\sigma_{II,max}$, les déplacements à rupture δ_I^u et δ_{II}^u et le paramètre η.

Dimitri *et. al.* [34] ont étudié la dépendance au chemin de chargement de ce modèle. La Figure 3.17 montre la dissipation des énergies dues à l'endommagement en fonction du chargement appliqué à l'interface. L'énergie de rupture de Mode I est ici supérieure à celle de Mode II : $G_{I,c} > G_{II,c}$.

L'évolution de l'énergie totale dissipée par l'endommagement montre effectivement une dépendance au chemin de chargement et est monotone (ce qui est physiquement attendu). Cependant, lors du 2ème chemin de chargement (Figure 3.17b), lorsque le déplacement δ_t est égal au déplacement à rupture attendu δ_t^u, on observe qu'il subsiste encore de l'énergie associée au Mode I, ce qui semble incohérent puisque l'interface est censée être rompue.



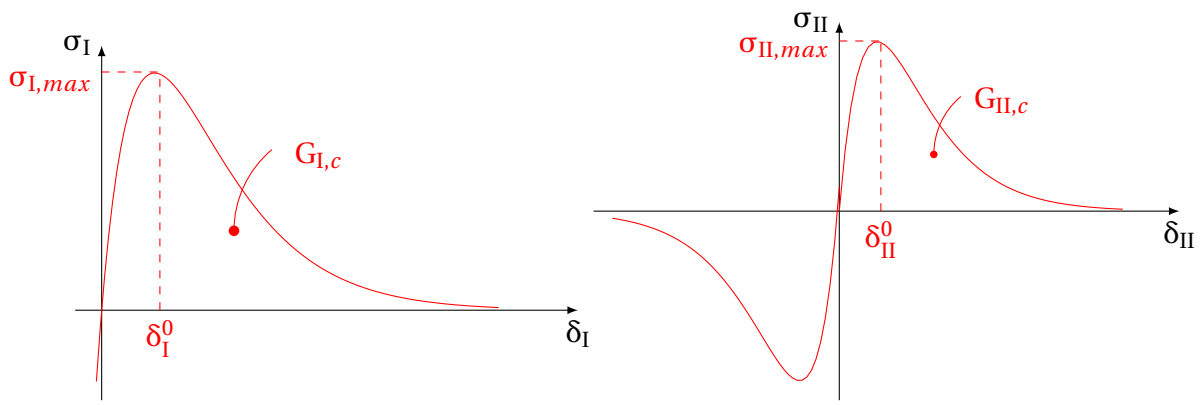
(a) Énergies dissipées lors d'un chargement dans la direction normale puis dans la direction tangentielle

(b) Énergies dissipées lors d'un chargement dans la direction tangentielle puis dans la direction normale

FIGURE 3.17 – Dépendance au chemin du modèle de Camanho *et. al.* [25]

Modèle de Van den Bosch *et. al.* (2006)

Van den Bosh *et. al.* [102] formulent un modèle alternatif à la loi exponentielle de Xu & Needleman [109], permettant de décrire la décohésion d'interfaces en mode mixte. L'apport de Van den Bosch permet de considérer des énergies de rupture différentes en Mode I et en Mode II.



(a) Composante normale

(b) Composante tangentielle

FIGURE 3.18 – Modèle de Van den Bosch *et. al.* [102]

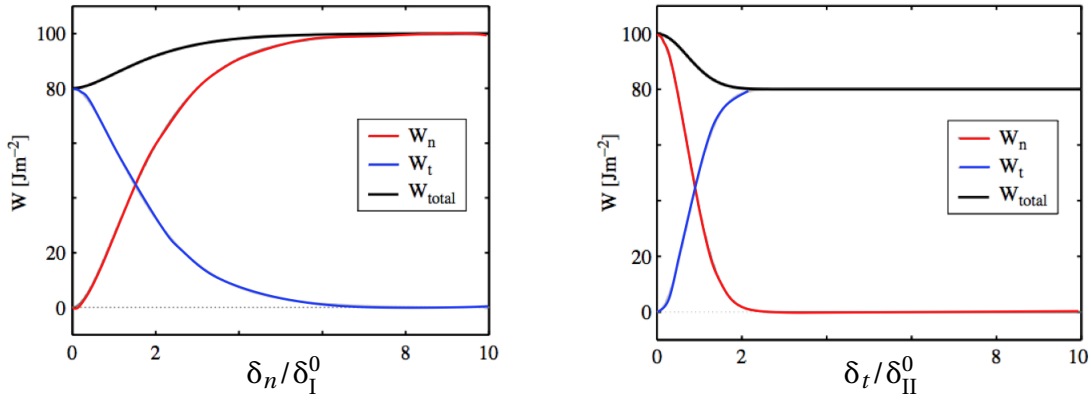
Le modèle est couplé : les contraintes normale et tangentielle dépendent des déplacements d'ouverture dans les deux directions et sont données par :

$$\begin{aligned}\sigma_I &= \frac{G_{I,c}}{\delta_I^0}\left(\frac{\delta_I}{\delta_I^0}\right)\exp\left(-\frac{\delta_I}{\delta_n^0}\right)\exp\left(-\frac{\delta_{II}^2}{\delta_{II}^{0\,2}}\right)\\ \sigma_{II} &= 2\frac{G_{II,c}}{\delta_{II}^0}\left(\frac{\delta_{II}}{\delta_{II}}\right)\left(1+\frac{\delta_I}{\delta_I^0}\right)\exp\left(-\frac{\delta_{II}}{\delta_{II}^0}\right)\exp\left(-\frac{\delta_I^2}{\delta_{II}^{0\,2}}\right)\end{aligned} \tag{3.26}$$

où $G_{I,c}$ et $G_{II,c}$ représentent les énergies de rupture en Mode I et en Mode II respectivement, et correspondent à l'aire sous la courbe contrainte-ouverture des modes purs.

Les paramètres nécessaires à la définition de la loi sont au nombre de 4 : les contraintes maximales $\sigma_{I,max}$ et $\sigma_{II,max}$, et les énergies de rupture de chaque mode $G_{I,c}$ et $G_{II,c}$.

Comme précédemment observé pour le modèle de Camanho [25], le modèle de Van den Bosch [102] montre également une dépendance au chemin de chargement (Figure 3.19). L'évolution de l'énergie totale dissipée (W_{tot}) est monotone pour les deux chemins de chargement (Figures 3.19a et 3.19b).



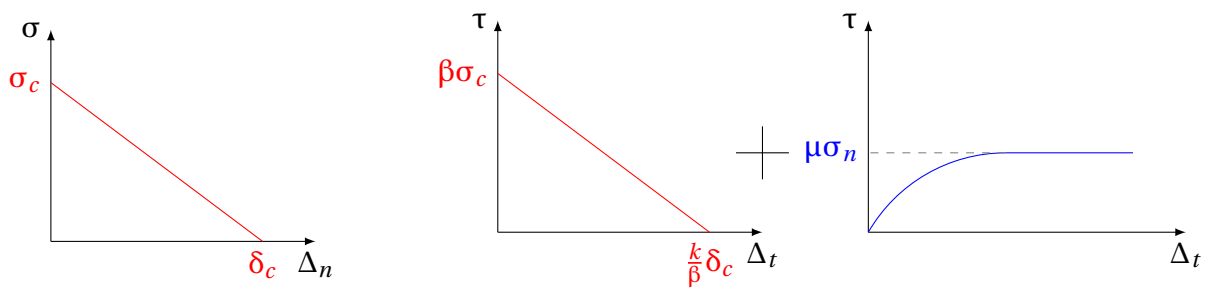
(a) Énergies dissipées lors d'un chargement dans la direction normale puis dans la direction tangentielle

(b) Énergies dissipées lors d'un chargement dans la direction tangentielle puis dans la direction normale

FIGURE 3.19 – Dépendance au chemin du modèle de Van den Bosch *et. al.* [102]

Modèle de Snozzi & Molinari (2013)

Dans le contexte de la maçonnerie, Snozzi & Molinari [95] décrivent le processus de décohésion au niveau du joint par l'intermédiaire d'une loi ouverture-traction, reliée à une fonction potentielle. La loi cohésive développée correspond à une extension du modèle Camacho-Ortiz [24], et permet de prendre en compte des valeurs différentes pour les énergies de rupture en modes I et II. Les effets dus au frottement sont également pris en compte via une transition continue de l'état cohésif à l'état de frottement pur.



(a) Composante normale

(b) Composante tangentielle

FIGURE 3.20 – Loi cohésive frictionnelle en mode mixte d'après Snozzi & Molinari [95]

L'approche proposée par Snozzi & Molinari est extrinsèque au sens où les éléments cohésifs sont insérés au besoin dans le maillage et la réponse de l'interface avant initiation de

l'endommagement est supposée rigide.
Le déplacement d'ouverture effectif est défini comme :

$$\delta = \sqrt{\frac{\beta^2}{k}\Delta_t^2 + \Delta_n^2} \tag{3.27}$$

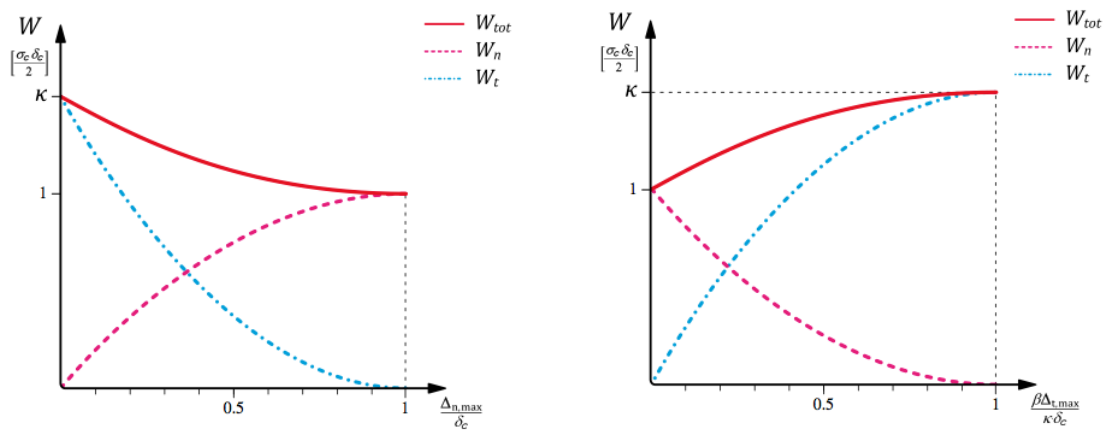
où β est un paramètre qui tient compte du couplage entre les déplacements normal et tangentiel, k correspond au ratio des énergies de rupture des modes I et II ($k = G_{c,II}/G_{c,I}$) et Δ_n et Δ_t sont les ouvertures normale et tangentielle de l'interface.
La traction cohésive peut s'écrire :

$$T = \left(\frac{\beta^2}{k}\Delta_t + \Delta_n\right)\frac{\sigma_c}{\delta}\left(1 - \frac{\delta}{\delta_c}\right) \tag{3.28}$$

où σ_c est la contrainte maximale et δ_c le déplacement relatif effectif critique.

Afin de prendre en compte les effets combinés de l'endommagement et du frottement, un décalage progressif est considéré jusqu'au frottement sur la composante tangentielle (Figure 3.20b). Lorsque la zone cohésive commence à s'endommager, le frottement n'agit pas sur l'interface, mais augmente progressivement avec la décohésion, afin d'avoir une transition lisse entre la décohésion et l'état de frottement pur.
Notons que cette modélisation du frottement est discutable au sens où, intuitivement, la contrainte tangentielle de frottement est censée être dépassée en début de chargement afin de pouvoir solliciter la partie cohésive de l'interface. De plus, on peut se demander de quelle manière a lieu la décharge dans ce modèle pour éviter qu'elle ne passe par la zone frictionnelle. Cependant, nous reviendrons sur la légitimité de prendre en compte ce type de comportement frictionnel dans le Chapitre 5.

La dépendance au chemin est mise en évidence en chargeant l'interface suivant les chemins de chargement donnés dans la Figure 3.21. L'évolution de l'énergie dissipée est monotone d'un mode à l'autre, quel que soit le sens du chemin de chargement.



(a) Énergies dissipées lors d'un chargement dans la direction normale puis dans la direction tangentielle

(b) Énergies dissipées lors d'un chargement dans la direction tangentielle puis dans la direction normale

FIGURE 3.21 – Dépendance au chemin du modèle de Snozzi *et. al.* [95]

3.4.2 Prise en compte du comportement cohésif des joints de mortier

3.4.2.1 Formulation bilinéaire de l'adoucissement

L'objectif est ici de formuler un modèle de zone cohésive en mode mixte adapté à l'échelle mésoscopique à laquelle nous nous plaçons dans cette étude, et permettant de rendre compte de l'endommagement quasi-fragile attendu pour les joints de mortier. Nous avons déjà évoqué que le modèle cohésif RCC disponible dans le logiciel LMGC90 est plutôt destiné à une modélisation microscopique. À l'échelle mésoscopique, il semble important de décrire les modes d'ouverture et de glissement de manière bien distincte.

Le comportement de l'interface moyenne (mortier + interfaces bloc/mortier) est supposée quasi-fragile. Afin de prendre en compte ce comportement, nous proposons une loi d'interface cohésive avec une phase adoucissante bilinéaire, représentant une approximation de l'adoucissement concave attendu pour les matériaux quasi-fragiles. Dans ce modèle, déjà proposé par Morel *et. al.* [69], la phase adoucissante est divisée en deux parties qui sont supposées représenter les deux principaux mécanismes cohésifs activés lors de l'endommagement quasi-fragile, à savoir la microfissuration et le pontage de fissure. La microfissuration est le premier mécanisme activé. Il se met donc en place après le pic de contrainte, jusqu'au déplacement δ^c. L'énergie cohésive associée (énergie de microfissuration) est notée J^μ. La deuxième partie de l'adoucissement représente le comportement de pontage de fissure prenant place jusqu'au déplacement ultime δ^u. L'énergie cohésive associée (énergie de pontage de fissure) est notée J^b. Au-delà de δ^u, l'interface est entièrement rompue et plus aucune contrainte n'est transmise. Une loi de frottement de Coulomb se met alors en place.

Notons que la loi cohésive de Mode II tient compte du seuil de glissement de Coulomb, dans la mesure où la partie élastique et l'adoucissement de Mode II sont décalés de la quantité $\mu\ \sigma_I$. Ainsi, en début de chargement de l'interface en Mode II, il est nécessaire d'excéder le seuil de glissement $\mu\ \sigma_I$ afin de mobiliser le comportement élastique et l'adoucissement de Mode II. La contrainte de cisaillement maximale σ_{II}^u, à partir de laquelle l'interface s'endommage, est donc ici considérée comme étant la somme du seuil de glissement de Coulomb $\mu\ \sigma_I$ (avec $\sigma_I < 0$, *ie*, compression) et de la contrainte maximale en cisaillement que pourrait supporter l'interface en l'absence de compression σ_{II}^e.

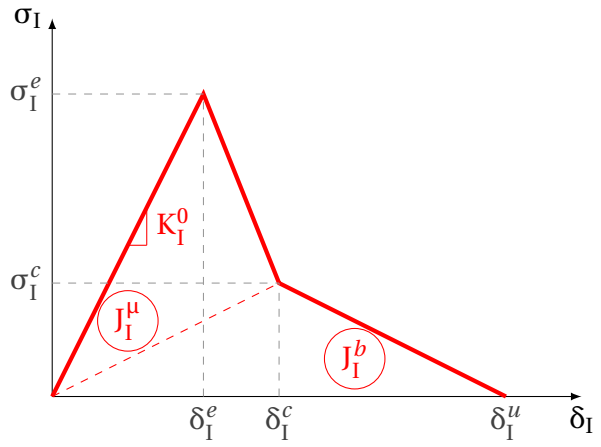
Les lois cohésives des modes purs I et II sont définies par :

- (i) la raideur initiale K^0
- (ii) la contrainte maximale qui marque la fin du domaine élastique σ^e
- (iii) l'énergie cohésive J^c
- (iv) la distribution entre les énergies cohésives de microfissuration et de pontage de fissure, définie par le ratio $\Phi = J^\mu/J^c$, où J^μ représente l'énergie associée au phénomène de microfissuration
- (v) le déplacement ultime, ou ouverture critique δ^u

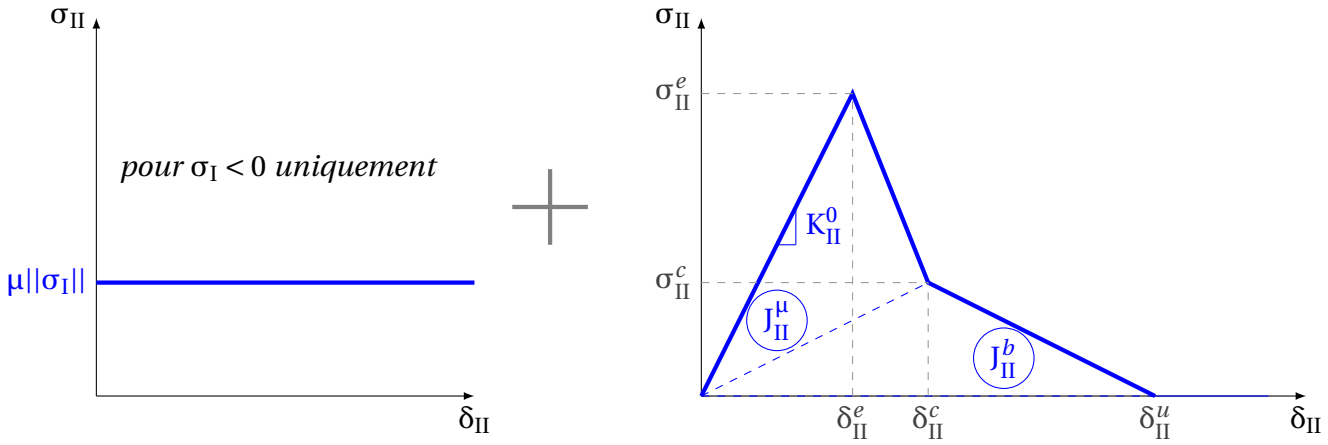
Dans la formulation en mode mixte exposée ci-après, ces paramètres devront être définis pour les deux modes purs (ouverture et glissement - Figure 3.22). Ils permettent de définir différentes formes pour la partie adoucissante : convexe, concave ou linéaire.

Notons que la somme des énergies cohésives J^μ et J^b, associées respectivement aux phénomènes cohésifs de microfissuration et de pontage de fissure, représente l'énergie cohésive totale : $J^c = J^\mu + J^b$.

La dégradation de la raideur du matériau avec l'augmentation des déplacements est décrite par la variable d'endommagement $d = K/K^0$. Cette variable évolue de 1 pour une interface intacte ($K = K^0$), à zéro pour une interface rompue (K=0).



(a) Loi cohésive du mode pur I



(b) Loi cohésive du mode pur II

FIGURE 3.22 – Lois d'interfaces cohésives adoptées en modes purs

3.4.2.2 Prise en compte de la mixité

Les sollicitations appliquées à une interface correspondent rarement à des sollicitations de mode pur. Les contraintes et déplacements relatifs de deux points en vis-à-vis d'une interface sont donc décomposés selon leurs composantes normale (relative au Mode I) et tangentielle (relative au Mode II).
La mixité des modes de sollicitation est prise en compte au travers de deux critères, l'un pour l'initiation de l'endommagement, l'autre pour la propagation de fissure. Ces critères permettent de coupler les lois cohésives des modes purs I et II sous un mode de rupture mixte. Le but est de définir une loi cohésive valide pour n'importe quel taux de mixité, et exprimée à partir des lois cohésives de modes purs I et II.
L'avantage de cette formulation est que seules les lois cohésives de modes purs nécessitent d'être identifiées, comme nous le décrirons par la suite.

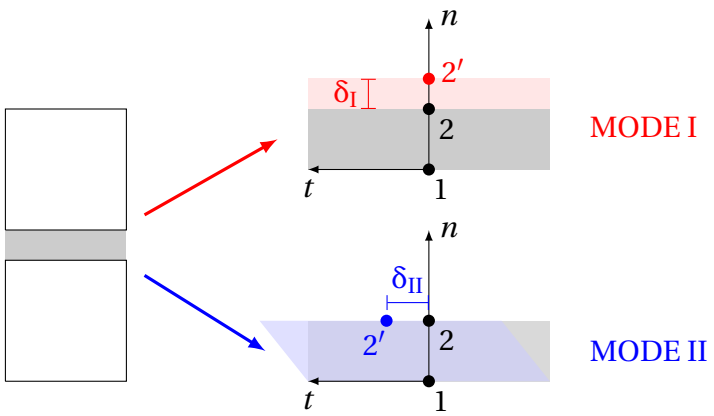


FIGURE 3.23 – Sollicitations de modes purs entre deux points en vis-à-vis de l'interface

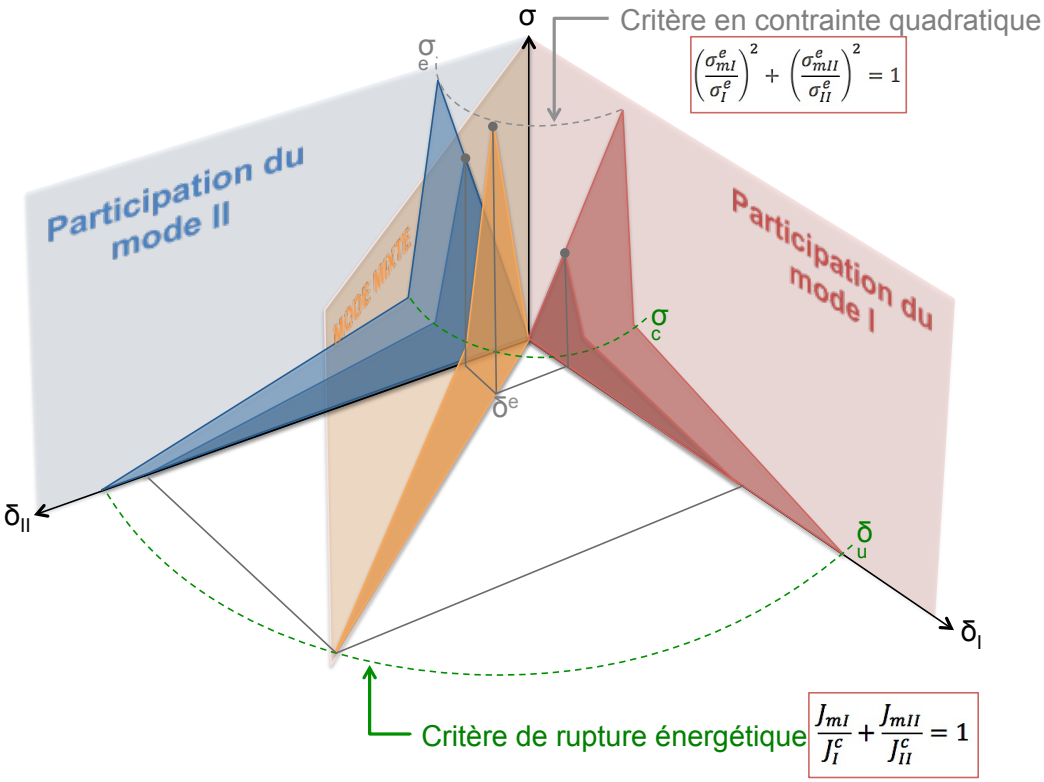
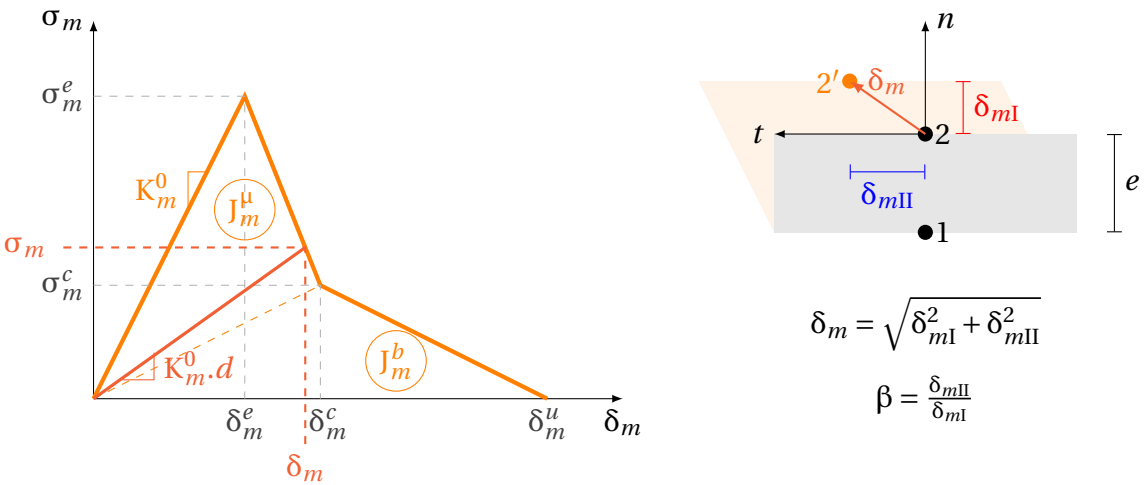


FIGURE 3.24 – Loi cohésive adoptée en mode mixte

Usuellement, une loi cohésive de mode mixte est formulée sur la base de deux critères distincts correspondant à *(1)* un critère d'initiation de l'endommagement, et *(2)* un critère de propagation de fissure, c'est-à-dire un critère marquant la fin de l'endommagement et donc la naissance d'une fissure.

Le critère d'initiation de l'endommagement marque la fin du comportement élastique initial de l'interface. Il est donc formulé en contraintes, sous la forme d'un critère quadratique exprimé en fonction des limites élastiques des modes purs σ^e_{I} et σ^e_{II}. Si l'on considère que les contraintes de compressions normales à l'interface n'induisent pas d'endommagement, on peut considérer que les composantes normale $\sigma^e_{m\mathrm{I}}$ et tangentielle $\sigma^e_{m\mathrm{II}}$ de la contrainte limite élastique de mode mixte σ^e_m ($\sigma^{e\ 2}_m = \sigma^{e\ 2}_{m\mathrm{I}} + \sigma^{e\ 2}_{m\mathrm{II}}$) doivent staisfaire le critère d'initiation d'endommagement :



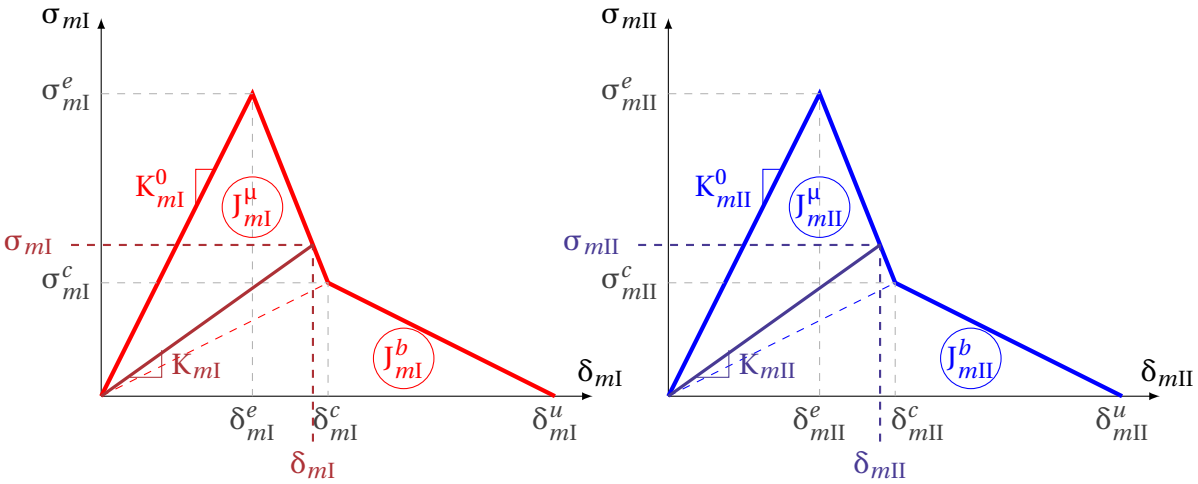
$$J_m^c = J_m^\mu + J_m^b$$

$$avec\ \frac{J_m^\mu}{J_m^c} = \Phi$$

$$\delta_m = \sqrt{\delta_{mI}^2 + \delta_{mII}^2}$$

$$\beta = \frac{\delta_{mII}}{\delta_{mI}}$$

(a) Loi cohésive bilinéaire en mode mixte I et II



$$J_{mI} = J_{mI}^\mu + J_{mI}^b$$

$$\frac{J_{mI}^\mu}{J_{mI}} = \Phi\ ,\ \frac{J_{mI}^b}{J_{mI}} = 1 - \Phi$$

$$K_{mI}^0 = K_I^0$$

$$K_{mI} = K_{mI}^0.d = K_I^0.d$$

$$J_{mII} = J_{mII}^\mu + J_{mII}^b$$

$$\frac{J_{mII}^\mu}{J_{mII}} = \Phi\ ,\ \frac{J_{mII}^b}{J_{mII}} = 1 - \Phi$$

$$K_{mII}^0 = K_{II}^0$$

$$K_{mII} = K_{mII}^0.d = K_{II}^0.d$$

(b) Contribution des modes I et II pour une mixité donnée

FIGURE 3.25 – Loi cohésive de mode mixte et contribution des modes I et II

$$\left(\frac{\sigma_{mI}^e}{\sigma_I^e}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{mII}^e}{\sigma_{II}^e}\right)^2 = 1 \tag{3.29}$$

De plus, dans la phase élastique les raideurs des composantes I et II du mode mixte (K_{mI}^0 et K_{mII}^0) correspondent aux raideurs élastiques initiales des modes purs (K_I^0 et K_{II}^0), *ie.*, $K_{mi}^0 = K_i^0$ avec $i = I, II$. On peut alors reformuler le critère d'endommagement défini dans l'Équation (3.29) en termes de déplacements :

$$\left(\frac{\delta^e_{m\mathrm{I}}}{\delta^e_{\mathrm{I}}}\right)^2 + \left(\frac{\delta^e_{m\mathrm{II}}}{\delta^e_{\mathrm{II}}}\right)^2 = 1 \tag{3.30}$$

où $\delta^e_{m\mathrm{I}}$ et $\delta^e_{m\mathrm{II}}$ correspondent aux déplacements limites élastiques des composantes I et II du mode mixte, et δ^e_{I} et δ^e_{II} sont leurs homologues dans les modes purs I et II.

En définissant maintenant le déplacement relatif de deux points en vis-à-vis de l'interface δ_m en fonction de ses composantes normale $\delta_{m\mathrm{I}}$ et tangentielle $\delta_{m\mathrm{II}}$ tel que :

$$\delta_m = \sqrt{\delta_{m\mathrm{I}}{}^2 + \delta_{m\mathrm{II}}{}^2} \tag{3.31}$$

et un ratio de déplacement β qui représente la contribution de chaque mode :

$$\beta = \frac{\delta_{m\mathrm{II}}}{\delta_{m\mathrm{I}}}, \tag{3.32}$$

nous pouvons finalement exprimer le déplacement correspondant à l'initiation de l'endommagement en mode mixte δ^e_m (*ie.*, limite élastique de mode mixte), en fonction du ratio β et des déplacements élastiques limites des modes purs :

$$\delta^e_m = \delta^e_{\mathrm{I}}.\delta^e_{\mathrm{II}}.\sqrt{\frac{1+\beta^2}{\delta^{e\,2}_{\mathrm{II}} + \delta^{e2}_{\mathrm{I}}.\beta^2}} \tag{3.33}$$

En résumé, tant que le déplacement relatif δ_m de deux points en vis-à-vis de l'interface cohésive reste inférieur à δ^e_m, alors l'interface conserve sa raideur initiale ($\mathrm{K}^0_{mi} = \mathrm{K}^0_i$, avec i=I,II) et la contrainte transmissible correspond à $\sigma_m = \sqrt{\sigma_{m\mathrm{I}}{}^2 + \sigma_{m\mathrm{II}}{}^2}$. En revanche, lorsque $\delta_m = \delta^e_m$, alors la limite élastique est atteinte et les contributions de chaque mode satisfont le critère de l'Équation (3.29).

Les déplacements $\delta_m > \delta^e_m$ correspondent à la phase adoucissante de la loi cohésive (diminution de la raideur et de la contrainte transmissible par l'interface liée à l'endommagement). Le développement de l'endommagement est alors géré par un critère exprimé en termes d'énergie, communément appelé critère de propagation de fissure qui sera supposé ici linéaire, tel que :

$$\frac{\mathrm{J}_{m\mathrm{I}}}{\mathrm{J}^c_{\mathrm{I}}} + \frac{\mathrm{J}_{m\mathrm{II}}}{\mathrm{J}^c_{\mathrm{II}}} = 1 \tag{3.34}$$

Notons que la distribution des énergies cohésives J^μ et J^b, conditionnée par le ratio $\Phi = \mathrm{J}^\mu/\mathrm{J}^c$, est supposée identique en modes I et II, et donc en mode mixte : $\Phi = \Phi_{\mathrm{I}} = \Phi_{\mathrm{II}} = \Phi_{m\mathrm{I}} = \Phi_{m\mathrm{II}}$. Il semble en effet raisonnable de considérer que la microfissuration ou le pontage de fissure prennent fin au même moment en mode d'ouverture et en mode de glissement plan. Sur cette base, l'Équation (3.34) revient à exprimer la mixité des énergies cohésives de microfissuration telles que :

$$\frac{\mathrm{J}^\mu_{m\mathrm{I}}}{\mathrm{J}^\mu_{\mathrm{I}}} + \frac{\mathrm{J}^\mu_{m\mathrm{II}}}{\mathrm{J}^\mu_{\mathrm{II}}} = 1 \tag{3.35}$$

ou encore, la mixité des énergies cohésives de pontage de fissure telles que :

$$\frac{\mathrm{J}^b_{m\mathrm{I}}}{\mathrm{J}^b_{\mathrm{I}}} + \frac{\mathrm{J}^b_{m\mathrm{II}}}{\mathrm{J}^b_{\mathrm{II}}} = 1 \tag{3.36}$$

De plus, comme précédemment mentionné, dans la phase adoucissante la raideur de l'interface K_m est affectée par l'endommagement : $K_m = d.K_m^0$ ($1 \leq d \leq 0$, avec $d = 1$: interface intacte, $d = 0$: interface rompue). L'endommagement affectant de manière analogue les composantes des modes I et II, il vient : $K_{mi} = d.K_{mi}^0 = d.K_i^0$ ($i = \mathrm{I}, \mathrm{II}$).
On peut alors exprimer la contrainte marquant la fin du phénomène de microfissuration à partir de la raideur correspondante telle que :

$$\sigma_{mi}^c = d\, K_{mi}^0\, \delta_{mi}^c \tag{3.37}$$

où δ_{mi}^c correspond au déplacement en fin de microfissuration.

Ainsi, l'énergie cohésive de microfissuration peut s'écrire sous la forme :

$$\begin{aligned} J_{mi}^{\mu} &= \tfrac{1}{2}\sigma_{mi}^e \delta_{mi}^c - \tfrac{1}{2}\sigma_{mi}^c \delta_{mi}^e \\ J_{mi}^{\mu} &= \tfrac{\delta_{mi}^e \delta_{mi}^c}{2} K_{mi}^0 (1-d) \end{aligned} \tag{3.38}$$

Cette dernière équation étant également valable pour l'énergie de microfissuration des modes purs I et II, on peut alors réécrire l'Équation (3.35) comme :

$$\frac{\delta_{m\mathrm{I}}^e\, \delta_{m\mathrm{I}}^c}{\delta_{\mathrm{I}}^e\, \delta_{\mathrm{I}}^c} + \frac{\delta_{m\mathrm{II}}^e\, \delta_{m\mathrm{II}}^c}{\delta_{\mathrm{II}}^e\, \delta_{\mathrm{II}}^c} = 1 \tag{3.39}$$

De plus, d'après les Équations (3.31) et (3.32), les déplacements relatifs à la contribution des modes I et II au mode mixte peuvent s'écrire sous la forme :

$$\delta_{m\mathrm{I}}^j = \frac{\delta_m^j}{\sqrt{1+\beta^2}}\ ,\ \delta_{m\mathrm{II}}^j = \delta_m^j \frac{\beta}{\sqrt{1+\beta^2}} \tag{3.40}$$

avec $j = c, e$.

Ainsi, l'Équation (3.39) peut également s'écrire :

$$\delta_m^c \delta_m^e \left[\frac{1}{1+\beta^2} \frac{1}{\delta_{\mathrm{I}}^e \delta_{\mathrm{I}}^c} + \frac{\beta^2}{1+\beta^2} \frac{1}{\delta_{\mathrm{II}}^e \delta_{\mathrm{II}}^c} \right] = 1 \tag{3.41}$$

De plus, à partir de l'expression du déplacement de mode mixte marquant la fin du domaine élastique δ_m^e définie à l'Équation (3.33), il est alors possible d'obtenir l'expression du déplacement de fin de microfissuration δ_m^c sous la forme :

$$\delta_m^c = \delta_{\mathrm{I}}^c\, \delta_{\mathrm{II}}^c \sqrt{1+\beta^2}\, \frac{\sqrt{\delta_{\mathrm{II}}^{e\,2} + \beta^2\, \delta_{\mathrm{I}}^{e2}}}{\delta_{\mathrm{II}}^e\, \delta_{\mathrm{II}}^c + \beta^2\, \delta_{\mathrm{I}}^e\, \delta_{\mathrm{I}}^c} \tag{3.42}$$

De manière analogue, on peut écrire les énergies cohésives de pontage de fissure associées aux contributions des modes I et II au mode mixte sous la forme :

$$J_{mi}^b = \frac{1}{2}\, \sigma_{mi}^c\, \delta_{mi}^u,\ avec\ i = \mathrm{I}, \mathrm{II} \tag{3.43}$$

et du fait que $\sigma_{mi}^c = K_{mi}^0\, d\, \delta_{mi}^c$, il vient :

$$J_{mi}^b = \frac{1}{2}\, K_{mi}^0\, d\, \delta_{mi}^c\, \delta_{mi}^u \tag{3.44}$$

Sur cette base, l'Équation (3.36) peut s'écrire sous la forme :

	K_i^0 (Pa/m)	σ_i^c (MPa)	δ_i^u (mm)	J_i^c (J$/m^2$)
Mode I	$2,3.10^{10}$	0,3	1,67	75
Mode II	$2,3.10^{10}$	0,3	$6.\delta_I^u$	$6.J_I^c$

TABLEAU 3.1 – Paramètres de l'interface pour l'étude de la dépendance au chemin, d'après [95]

$$\frac{\delta_{mI}^c \delta_{mI}^u}{\delta_I^c \delta_I^u} + \frac{\delta_{mII}^c \delta_{mII}^u}{\delta_{II}^c \delta_{II}^u} = 1 \tag{3.45}$$

Grâce aux équations définies dans (3.40), on peut déduire de l'Équation (3.45) le déplacement δ_m^u attendu en mode mixte pour lequel l'interface est totalement rompue :

$$\delta_m^u = \frac{1+\beta^2}{\delta_m^c} \frac{\delta_I^c \delta_I^u \delta_{II}^c \delta_{II}^u}{\delta_{II}^c \delta_{II}^u + \beta^2 \delta_I^c \delta_I^u} \tag{3.46}$$

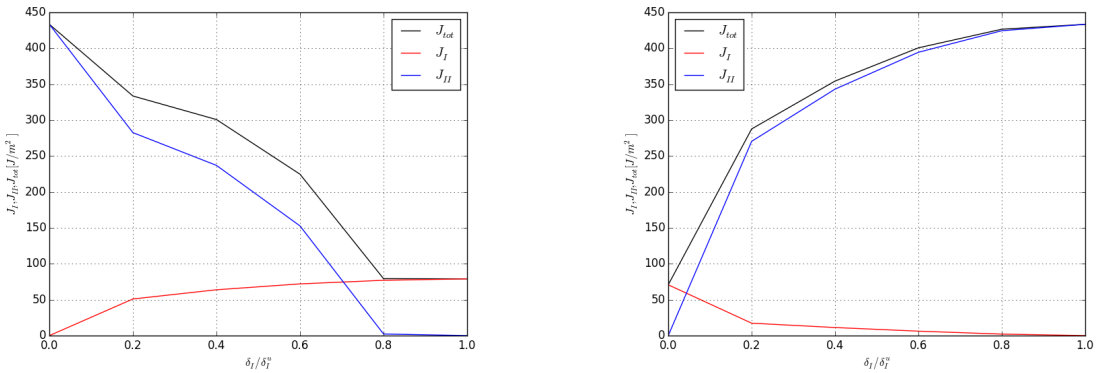
La loi cohésive de mode mixte est ainsi entièrement définie en fonction des paramètres cohésifs des modes purs I et II, et ce, quelle que soit la mixité de mode, pilotée par le ratio β représentant le rapport des déplacements relatifs tangentiel et normal de l'interface cohésive.
De cette manière, une interface cohésive donnée subissant un déplacement décrit par le rapport β devra satisfaire la loi cohésive de mode mixte, c'est-à-dire correspondre à un couple de valeurs (δ_m, σ_m) situé sous la loi cohésive. Soit cette condition est directement satisfaite, soit il sera nécessaire d'accroître l'endommagement (diminuer d) afin de satisfaire la loi cohésive.

Dans la suite de ce chapitre, deux analyses sont menées. La première consiste à étudier la dépendance du modèle cohésif vis-à-vis du chemin de chargement. La seconde est dédiée à l'étude de l'influence de la forme de la loi cohésive (concave ou convexe) sur la cinétique d'endommagement. En effet la loi cohésive définie dans cette section est susceptible d'être utilisée dans une configuration concave ou convexe, voire simplement avec un adoucissement linéaire.

3.4.2.3 Dépendance du chemin de chargement

Nous nous proposons d'analyser la dépendance du comportement d'interface vis-à-vis du chemin de chargement. Il s'agit de mettre en évidence que l'énergie dissipée par le système sera différente en fonction de l'histoire de chargement.
Comme mentionné précédemment, le comportement de l'interface cohésive doit être sensible au chemin de chargement afin de reproduire le comportement quasi-fragile d'un joint de mortier (endommagement par microfissuration perpendiculairement à la direction de traction).

Les deux chemins de chargement présentés dans la Figure 3.14 sont étudiés numériquement. Les paramètres attribués à l'interface sont donnés dans le Tableau 3.1. La Figure 3.26 présente les énergies dissipées suivant les deux chemins et montre effectivement une dépendance à l'histoire de chargement. L'évolution de l'énergie dissipée est assez monotone d'un mode pur vers l'autre.



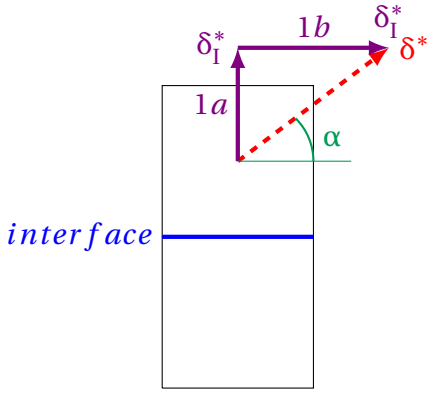
(a) Énergies dissipées lors d'un chargement dans la direction normale puis dans la direction tangentielle

(b) Énergies dissipées lors d'un chargement dans la direction tangentielle puis dans la direction normale

FIGURE 3.26 – Dépendance au chemin du modèle de zone cohésive étudié

Nous étudions à présent la dépendance au chemin d'un point de vue analytique. Afin de simplifier les expressions, nous étudierons une loi cohésive dont la partie adoucissante est linéaire. On considère deux blocs rigides, reliés par une interface qui sera décrite par une loi cohésive de mode mixte. L'interface est chargée avec deux chemins différents (Chemin 1 et Chemin 2), en gardant toujours les mêmes points de départ et d'arrivée pour un même angle α. L'énergie de rupture totale dissipée est calculée puis comparée pour chaque cas.

3.4.2.3.1 Chemin de chargement 1



On charge d'abord l'interface en traction (Chemin 1a), jusqu'au déplacement δ_I^*, puis en cisaillement pur (Chemin 1b), jusqu'à δ_{II}^*.

On peut écrire les déplacements en jeu :
$\delta_{II}^* = \delta.cos(\alpha)$
$\delta_I^* = \delta.sin(\alpha)$

FIGURE 3.27 – Chemin de chargement 1

L'interface travaille donc d'abord en Mode I. La raideur correspondant à la fin du Chemin 1a peut être écrite :

$$K_I^{1a} = K_0\left(1 - d^{1a}\right) \tag{3.47}$$

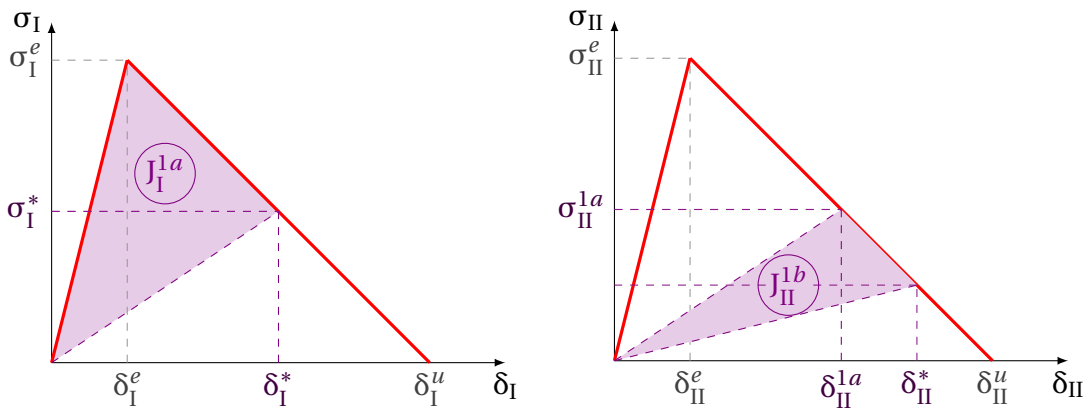
L'énergie de rupture correspondant au Mode I, J_I^{1a}, est dissipée jusqu'à atteindre le déplacement δ_I^* (Figure 3.28a) :

$$J_I^{1a} = \frac{1}{2}\,\sigma_I^e\,\delta_I^* - \frac{1}{2}\,\sigma_I^*\,\delta_I^e$$

Ou :

$$J_I^{1a} = \frac{1}{2}\,\sigma_I^e\,\delta_I^*\,d^{1a} \tag{3.48}$$

avec d^{1a} la valeur de la variable d'endommagement à la fin du Chemin 1a.



(a) Énergie dissipée lors du Chemin 1a (b) Énergie dissipée lors du Chemin 1b

FIGURE 3.28 – Courbes contrainte-déplacement correspondant au Chemin 1

L'effort de cisaillement est ensuite appliqué jusqu'au déplacement δ_{II}^*. La raideur au début du chargement en Mode II est la même que celle à la fin de la sollicitation de traction :

$$K_{II}^{1a} = K_I^{1a} = K_0\left(1 - d^{1a}\right) \tag{3.49}$$

L'énergie de rupture dissipée entre les déplacement δ_{II}^{1a} et δ_{II}^* (Figure 3.28b) peut s'écrire :

$$J_{II}^{1b} = \frac{1}{2} K_0\, \delta_{II}^{1a}\, \delta_{II}^* \left(d^{1b} - d^{1a}\right) \tag{3.50}$$

où :

$$\delta_{II}^{1a} = \frac{\sigma_{II}^e\, \delta_{II}^u}{K_0\, \left(1 - d^{1a}\right)\left(\delta_{II}^u - \delta_{II}^e\right) + \sigma_{II}^e} \tag{3.51}$$

Les variables d'endommagement correspondant aux chemins 1a et 1b sont :

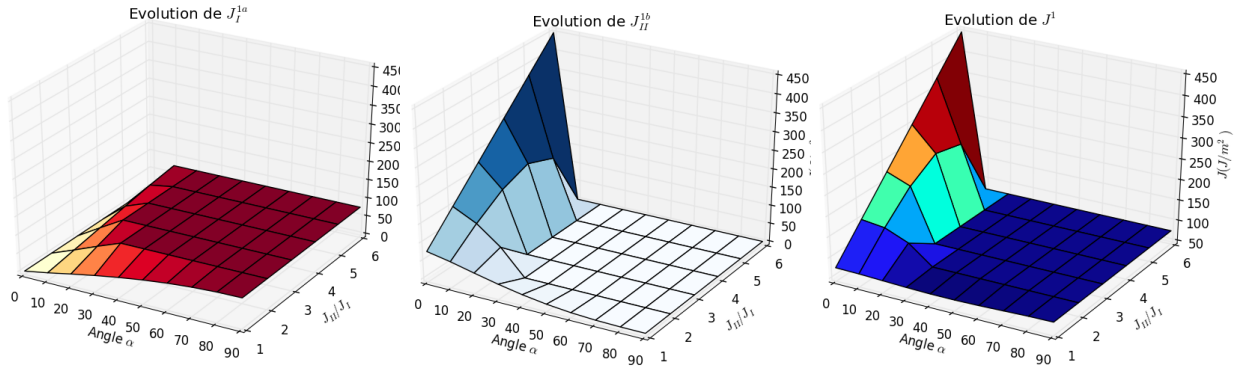
$$d^{1a} = 1 + \frac{\delta_I^e}{\delta_I^*\left(\delta_I^u - \delta_I^e\right)}\left(\delta_I^* - \delta_I^u\right) \tag{3.52}$$

$$d^{1b} = 1 + \frac{\delta_{II}^e\left(\delta_{II}^* - \delta_{II}^u\right)}{\delta_{II}^*\left(\delta_{II}^u - \delta_{II}^e\right)} \tag{3.53}$$

Les équations données ci-dessus sont valables si les déplacements δ_i^* ne dépassent pas les déplacements ultimes δ_i^u. Finalement, l'énergie totale dissipée par le Chemin 1 est donnée par :

$$\begin{cases} Si\ \delta_I^* > \delta_I^u\ : & J^{1,tot} = \frac{1}{2}\,\sigma_I^e\,\delta_I^u \\ Si\ \delta_I^* = 0\ (\alpha = 0ř)\ : & J^{1,tot} = \frac{1}{2}\,K_0\,\delta_{II}^{1a}\,\delta_{II}^*\,d^{1b} \\ Si\ \delta_{II}^* > \delta_{II}^u\ : & J^{1,tot} = \frac{1}{2}\,\sigma_I^e\,\delta_I^*\,d^{1a} + \frac{1}{2}\,K_0\,\delta_{II}^{1a}\,\delta_{II}^u\left(d^{1b} - d^{1a}\right) \\ Sinon\ : & J^{1,tot} = \frac{1}{2}\,\sigma_I^e\,\delta_I^*\,d^{1a} + \frac{1}{2}\,K_0\,\delta_{II}^{1a}\,\delta_{II}^*\left(d^{1b} - d^{1a}\right) \end{cases} \tag{3.54}$$

La Figure 3.29 trace les énergies dissipées en fonction de l'angle α du chargement, pour des ratios d'énergies J_{II}/J_I différents. Les paramètres du Mode I sont donnés dans le Tableau 3.1. Les paramètres élastiques du Mode II sont identiques à ceux du Mode I, et les paramètres post-pic (J_{II} et δ_{II}^u) sont multipliés par un ratio entre 1 et 6. Pour un ratio $J_{II}/J_I = 1$, l'énergie totale dissipée est la même quel que soit le chemin de chargement. L'interface étant chargée d'abord en Mode I dont l'énergie de rupture est plus faible, avec l'augmentation de l'angle α la rupture se fait uniquement en Mode I et ne consomme plus d'énergie en mode II.



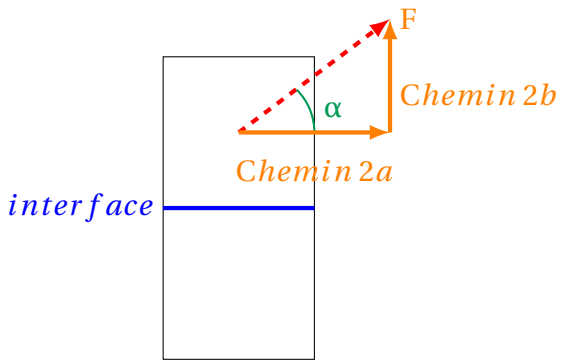
(a) Énergie dissipée lors du Chemin 1a

(b) Énergie dissipée lors du Chemin 1b

(c) Énergie totale dissipée lors du Chemin 1

FIGURE 3.29 – Influence du ratio J_{II}/J_I sur la dépendance au chemin de chargement 1

3.4.2.3.2 Chemin de chargement 2



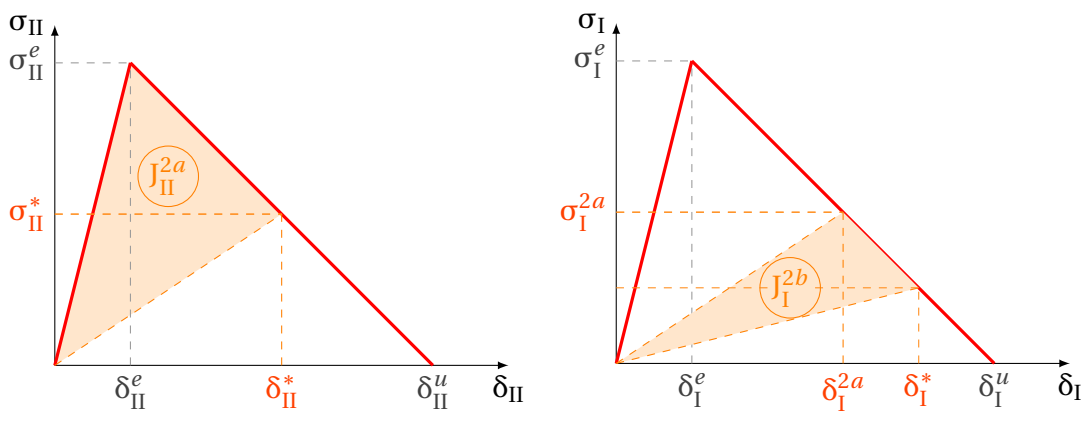
On impose d'abord un effort en cisaillement pur (Chemin 2a) jusqu'au déplacement δ_{II}^*. Une sollicitation en traction pure est ensuite appliquée (Chemin 2b) jusqu'au déplacement δ_I^*.

FIGURE 3.30 – Chemin de chargement 2

L'interface est d'abord endommagée en Mode II, et l'énergie de rupture de ce mode est mobilisée jusqu'à δ_{II}^* (Figure 3.31a). La raideur alors dégradée lorsque δ_{II}^* est atteint est notée K_{II}^{2a}, et est donnée par :

$$K_{II}^{2a} = \frac{\sigma_{II}^*}{\delta_{II}^*} = K_0\left(1 - d^{2a}\right), \tag{3.55}$$

où K_0 est la raideur initiale, et d^{2a} est la variable d'endommagement à la fin du chemin 2a.



(a) Énergie dissipée lors du chemin 2a

(b) Énergie dissipée lors du chemin 2b

FIGURE 3.31 – Courbes contrainte-déplacement correspondant au Chemin 2

On peut alors écrire l'énergie dissipée lors du Chemin 2a (Figure 3.31a) :

$$J_{II}^{2a} = \frac{1}{2}\sigma_{II}^{e}\,\delta_{II}^{*} - \sigma_{II}^{*}\,\delta_{II}^{e}$$

Ou encore :

$$J_{II}^{2a} = \frac{1}{2}\sigma_{II}^{e}\,\delta_{II}^{*}\,d^{2a} \tag{3.56}$$

On charge à présent l'interface en Mode I (Chemin 2b), à partir de la raideur dégradée K_{II}^{2a}. L'énergie de rupture en Mode I, J_{I}^{2b}, est alors consommée jusqu'à δ_{I}^{*} (Figure 3.31b). Si l'on suppose que $\delta_{I}^{2a} \leq \delta_{I}^{*} \leq \delta_{I}^{u}$, on peut exprimer la raideur K_{I}^{2b} comme :

$$K_{I}^{2b} = \frac{\sigma_{I}^{*}}{\delta_{I}^{*}} = K_0\left(1 - d^{2b}\right) \tag{3.57}$$

Il vient alors :

$$J_{I}^{2b} = \frac{1}{2}K_0\,\delta_{I}^{2a}\,\delta_{I}^{*}\left(d^{2b} - d^{2a}\right) \tag{3.58}$$

où :

$$\delta_{I}^{2a} = \frac{\sigma_{I}^{e}\,\delta_{I}^{u}}{K_0\,\left(1 - d^{2a}\right)\left(\delta_{I}^{u} - \delta_{I}^{e}\right) + \sigma_{I}^{e}} \tag{3.59}$$

On exprime les variables d'endommagement en fonction des déplacements en jeu :

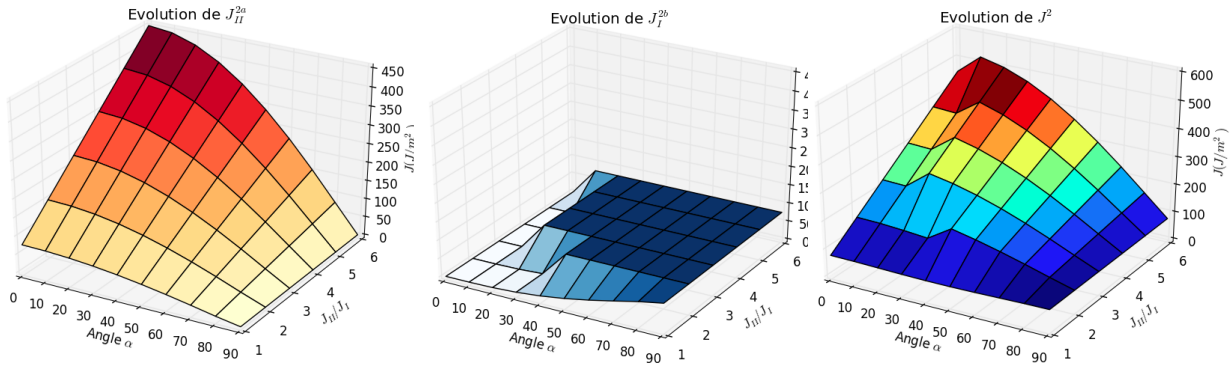
$$d^{2a} = 1 + \frac{\delta_{II}^{e}}{\delta_{II}^{*}\left(\delta_{II}^{u} - \delta_{II}^{e}\right)}\left(\delta_{II}^{*} - \delta_{II}^{u}\right) \tag{3.60}$$

$$d^{2b} = 1 + \frac{\delta_{II}^{e}\left(\delta_{I}^{*} - \delta_{I}^{u}\right)}{\delta_{I}^{*}\,\left(\delta_{I}^{u} - \delta_{I}^{e}\right)} \tag{3.61}$$

On obtient finalement l'énergie de rupture dissipée lors du chemin 2 :

$$\begin{cases} Si\ \delta_{II}^{*} > \delta_{II}^{u}\ : & J^{2,tot} = \frac{1}{2}\,\sigma_{II}^{e}\,\delta_{II}^{u} \\ Si\ \delta_{II}^{*} = 0\ (\alpha = 90ř)\ : & J^{2,tot} = \frac{1}{2}\,K_0\,\delta_{I}^{2a}\,\delta_{I}^{*}\,d^{2b} \\ Si\ \delta_{I}^{*} > \delta_{I}^{u}\ : & J^{2,tot} = \frac{1}{2}\,\sigma_{II}^{e}\,\delta_{II}^{*}\,d^{2a} + \frac{1}{2}\,K_0\,\delta_{I}^{2a}\,\delta_{I}^{u}\left(d^{2b} - d^{2a}\right) \\ Sinon\ : & J^{2,tot} = \frac{1}{2}\,\sigma_{II}^{e}\,\delta_{II}^{*}\,d^{2a} + \frac{1}{2}\,K_0\,\delta_{I}^{2a}\,\delta_{I}^{*}\left(d^{2b} - d^{2a}\right) \end{cases} \tag{3.62}$$

La Figure 3.32 trace les énergies dissipées au cours du chemin de chargement en fonction de l'angle α et pour différents ratio J_{II}/J_{I}.
En comparant l'énergie totale dissipée lors du Chemin 1 et du Chemin 2, la dépendance à l'histoire de chargement est évidente et est d'autant plus importante que le ratio J_{II}/J_{I} est grand.



(a) Énergie dissipée lors du Chemin 2a

(b) Énergie dissipée lors du Chemin 2b

(c) Énergie totale dissipée lors du Chemin 2

FIGURE 3.32 – Influence du ratio J_{II}/J_I sur la dépendance au chemin de chargement 2

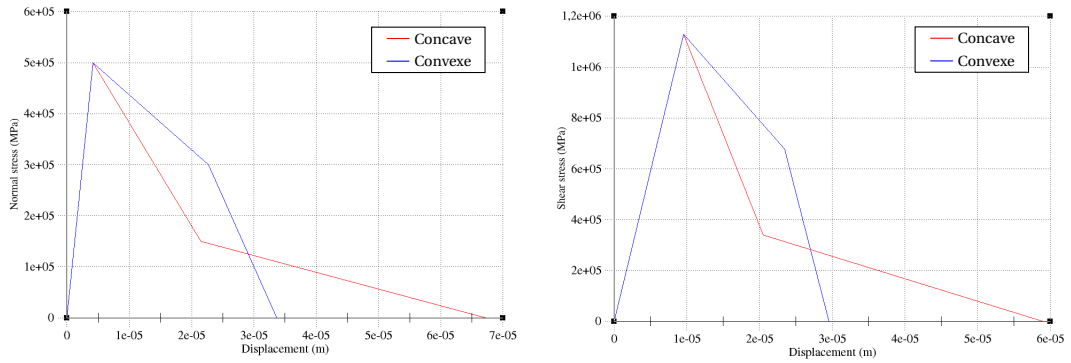
3.4.2.4 Influence de la forme de la loi cohésive

Comme souligné en amont, les paramètres d'entrée nécessaires à la définition de la loi cohésive permettent la définition de parties adoucissantes de différentes formes. Nous tâcherons dans cette section de mettre en avant l'influence de la forme de la loi cohésive sur l'endommagement de la structure.

Nous analysons un test en compression diagonale sur un panneau de maçonnerie. Cet essai est une méthode standard de la norme américaine pour déterminer la résistance en traction ou en cisaillement de la maçonnerie [39]. Le test est réalisé en appliquant une force de compression sur un panneau de forme carrée, dans sa direction diagonale jusqu'à rupture. Lorsque le mortier est d'assez bonne qualité, la rupture est généralement associée à une ouverture au centre du panneau, avec la fissuration qui se propage vers les coins supérieur et inférieur dans la direction diagonale [6]. L'éprouvette a alors tendance à s'ouvrir en deux parties.

Nous modéliserons un panneau constitué de blocs rigides de dimensions 61cm x 30.5cm x 30.5cm. Le choix des blocs rigides est discutable, mais permet de simplifier la mise en données et de diminuer les temps de calcul. Par ailleurs, le but de cette simulation étant d'étudier l'influence de la forme de la loi cohésive sur la distribution de l'endommagement dans une structure, il est préférable de considérer des blocs rigides de manière à ce que les déplacements de la structure proviennent uniquement des interfaces.
Lors de l'essai, la diagonale du panneau est perpendiculaire au sol. Le coin inférieur est fixe, et un déplacement croissant est imposé au niveau du coin supérieur dans la direction diagonale du panneau (déplacement dirigé vers les bas).

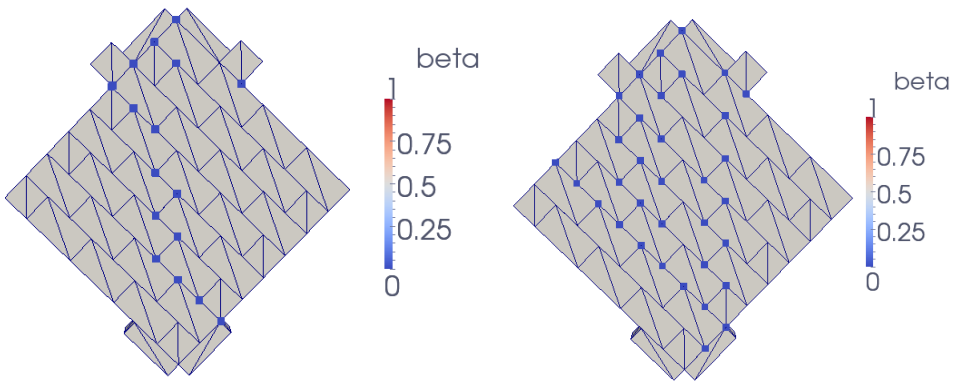
Les interfaces entre blocs sont décrites par deux formes de lois. La première possède une phase adoucissante concave, représentative d'un comportement quasi-fragile. La seconde a une phase adoucissante convexe. Dans les deux cas, la phase élastique (raideur initiale et contrainte maximale) et l'énergie de rupture sont gardées identiques : seuls les déplacements ultimes varient. Le ratio entre les énergies cohésives est également gardé le même dans les deux cas, avec $\Phi = 0,5$. Les paramètres élastiques et les énergies de rupture sont tirés de la campagne expérimentale menée par Van der Pluijm [103]. Les lois cohésives correspondant à chaque modèle sont représentées sur la Figure 3.33.



(a) Mode I (b) Mode II

FIGURE 3.33 – Lois concave et convexe utilisées pour le test en compression diagonale

Nous comparons dans un premier temps la progression de l'endommagement au sein des panneaux, pour les deux types de lois. La Figure 3.34 montre les points de contact pour lesquels la variable d'endommagement d vaut 1 (*ie.* contact rompu) au même instant. On peut noter qu'une interface est constituée de quatre points de contacts dans le cas des corps rigides. Par conséquent, un point de contact rompu ne signifie pas nécessairement que l'interface est entièrement rompue, mais ceci nous permet d'estimer la propagation de l'endommagement.
Les simulations obtenues avec la loi concave (Figure 3.34a) montrent que les points de contacts rompus se répartissent le long d'une fissure potentielle en escalier dans la direction diagonale, en total accord avec la rupture expérimentale. La fissuration est beaucoup plus diffuse avec la loi convexe, et ne montre pas de chemin de fissure préférentiel.

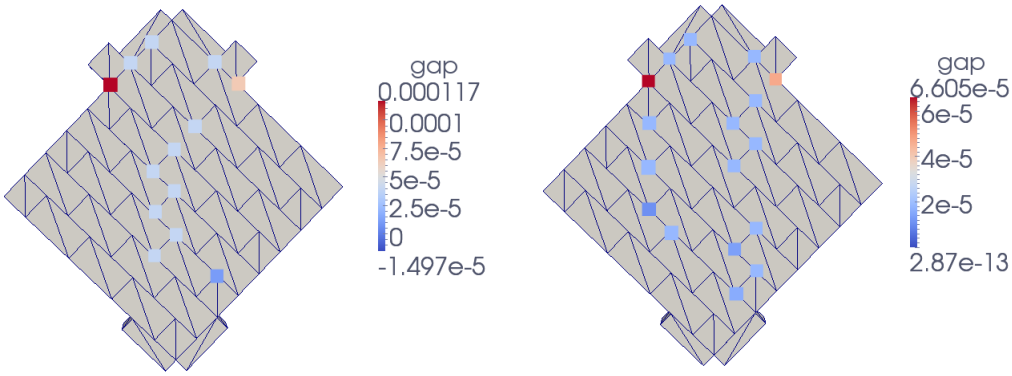


(a) Loi concave (b) Loi convexe

FIGURE 3.34 – Points de contact dont la variable d'endommagement $d = 1$ (beta=1-d)

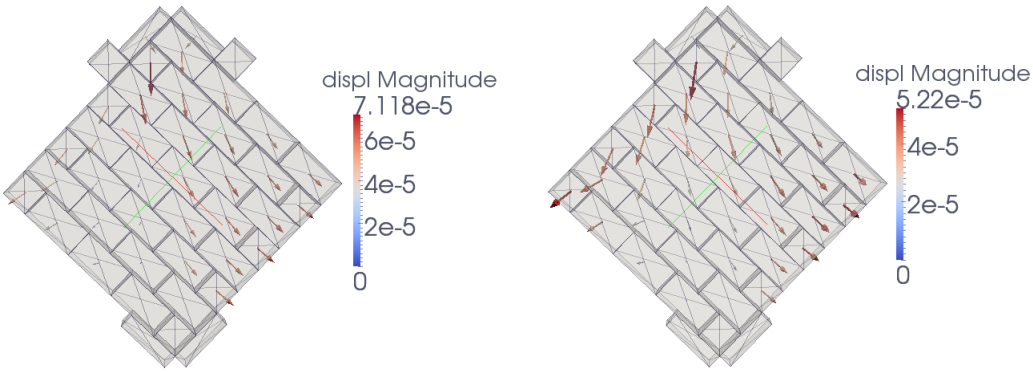
La Figure 3.35 représente les interstices entre blocs les plus importants pour le même pas de temps. Un interstice (*gap*) montre une ouverture entre les briques selon la normale au point de contact, mais ne prend pas en compte le glissement.
Avec la loi concave, les interstices les plus grands se trouvent au centre du panneau, dans la direction diagonale, montrant l'ouverture du panneau en son centre. La loi convexe donne deux ouvertures, excentrées par rapport à la diagonale du panneau.

Les champs de déplacement sont représentés dans la Figure 3.36. Pour les deux formes de loi cohésive, le panneau tend à s'ouvrir en deux parties, ce qui correspond au mécanisme attendu.



(a) Loi concave (b) Loi convexe

FIGURE 3.35 – Points de contact dont l'interstice $g > 1.10^{-5}$m



(a) Loi concave (b) Loi convexe

FIGURE 3.36 – Champs de déplacement

Les deux lois cohésives étudiées donnent des motifs de fissuration et des modes de rupture différents. Tandis que la loi concave montre une ouverture du panneau en son centre, associée à une fissuration dans la diagonale du panneau, la loi convexe tend vers deux ouvertures au sein du panneau, associées à un endommagement plus diffus que celui observé sur la base de la loi concave. La forme adoucissante concave apparaît donc plus appropriée pour modéliser les joints de mortier et permet de retrouver les mécanismes observés expérimentalement.
Notons que la concavité du comportement adoucissant des matériaux quasi-fragiles est aujourd'hui largement reconnue, et ces simulations ne font que confirmer la nécessité d'utiliser cette forme de loi afin de rendre compte du comportement expérimental d'une structure maçonnée assemblée par des joints de mortier.

3.5 Conclusions

Nous avons présenté la stratégie de modélisation que nous avons choisi d'adopter pour représenter la maçonnerie. L'approche de la dynamique non régulière a été introduite au travers de la méthode NSCD. La gestion du problème multi-contacts fait intervenir plusieurs échelles d'étude : celle de la dynamique des corps et celle des contacts. La description des interactions entre les corps peut se faire par des lois de contact assez diverses : de la loi de frottement simple aux modèles prenant en compte l'endommagement de l'interface.

La stratégie de modélisation repose sur une approche mésoscopique au niveau du contact entre blocs. Les joints de mortier et les interfaces blocs/mortier sont regroupés en une interface moyenne. La loi de comportement au niveau des contacts doit donc être adaptée à cette échelle d'étude.
Dans le cas des joints de mortier, il s'avère important de pouvoir prendre en compte le comportement quasi-fragile du matériau, *ie.* la dégradation progressive de sa raideur et de la contrainte admissible avant rupture. Les modèles de zones cohésives paraissent adaptés à ce type d'étude. Nous avons donc proposé une loi de contact cohésive en mode mixte prenant en compte les phénomènes dus au frottement pour décrire le comportement du joint de mortier. La partie adoucissante est approximée par une phase bilinéaire, permettant notamment de différencier les mécanismes activés lors de la propagation de fissure (microfissuration et pontage de fissure) et les énergies cohésives associées. Le calcul en mode mixte est basé sur le couplage des modes purs I et II, au travers d'un critère d'initiation et d'un critère de propagation de fissure linéaire.
Les paramètres d'entrée nécessaires au modèle correspondent aux valeurs des paramètres cohésifs permettant de décrire les modes purs. Il est ainsi possible de différencier correctement le mode d'ouverture et le mode de glissement pour décrire l'interface à une échelle mésoscopique. Des essais ont été mis en œuvre pour pouvoir obtenir les valeurs des paramètres d'entrée et seront présentés dans le chapitre suivant.

Une étude de la loi cohésive a été menée. L'influence de la forme de la partie adoucissante a été mise en évidence, et il apparaît qu'une loi avec une la phase adoucissante concave est plus appropriée à la modélisation des joints de mortier.
La dépendance de la réponse du modèle cohésif vis-à-vis du chemin de chargement a également été discutée. Dans les matériaux quasi-fragiles, l'ouverture de fissures dans des directions préférentielles peut expliquer l'influence de l'histoire de chargement sur l'énergie dissipée.
La loi présentée prend en compte l'histoire de chargement. Il apparaît que cette influence est d'autant plus élevée que les différences entre les paramètres des modes purs sont grandes.

Chapitre 4

Identification et validation des paramètres cohésifs et frictionnels des joints de mortier

Sommaire

4.1 Introduction **97**
4.2 Problématique **98**
4.3 Présentation et caractérisation des matériaux utilisés **99**
4.3.1 Les blocs 99
4.3.2 Le mortier 101
4.4 Caractérisation du mode d'ouverture (Mode I) **103**
4.4.1 Réalisation des éprouvettes 104
4.4.2 Protocole expérimental 104
4.4.3 Exploitation des résultats 106
4.5 Caractérisation du mode de glissement (Mode II) **109**
4.5.1 Réalisation des éprouvettes 109
4.5.2 Protocole expérimental 110
4.5.3 Exploitation des résultats 110
4.6 Modélisation de l'essai de caractérisation de Mode II **115**
4.7 Conclusions **117**

4.1 Introduction

Dans le chapitre précédent, une loi cohésive en mode mixte a été établie pour la description des joints de mortier à l'échelle mésoscopique. Néanmoins, la définition d'une loi cohésive traduisant correctement le comportement du joint n'est pas suffisante pour l'implémentation d'un modèle numérique. Les données d'entrée du modèle sont également une étape clé.
Dans le but d'obtenir des modélisations prédictives, les paramètres d'entrée du modèle doivent être déterminés expérimentalement en fonction de l'assemblage étudié.

Le modèle cohésif présenté nécessite la définition des courbes contrainte-déplacement des joints de mortier en modes purs I et II. Le problème étant traité au niveau d'une interface globale regroupant le joint de mortier et les interfaces bloc/mortier, la caractérisation des modes purs doit se faire à cette échelle mésoscopique, autrement dit à partir d'assemblages de taille réduite.

Le mode d'ouverture peut être qualifié par un essai de traction pure, tandis que le mode de glissement plan peut être qualifié par un essai de cisaillement pur. Dans le cadre de la définition du modèle cohésif, l'enjeu est de pouvoir déterminer les courbes contrainte-déplacement expérimentales comportant la phase adoucissante.
Face au manque de données concernant les joints de mortier pour ces modes de sollicitation, une campagne expérimentale s'est avérée nécessaire.

Lors de cette campagne expérimentale nous mettrons au point des essais permettant de caractériser correctement les joints de mortier en Mode I et en Mode II. Nous proposerons deux protocoles expérimentaux permettant d'obtenir les courbes contrainte-déplacement complètes, nécessaires à la définition du modèle cohésif.

Ces essais sont appliqués à des assemblages traditionnels, constitués de pierre calcaire et de mortier de chaux. Nous présenterons les propriétés mécaniques des matériaux utilisés, avant d'exposer la caractérisation des joints de mortier au sein des assemblages. Nous tâcherons de montrer que les propriétés d'un joint de mortier entre deux blocs diffère des propriétés des matériaux pris séparément.

4.2 Problématique

La loi cohésive mixte présentée dans le chapitre précédent est formulée à partir des lois cohésives de modes purs d'ouverture (Mode I) et de glissement (Mode II). Comme déjà mentionné dans le chapitre précédent, les paramètres nécessaires à la définition des lois cohésives des modes purs I et II sont les suivants :

- MODE I
  - σ_I^e : contrainte maximale en Mode I
  - K_I^0 : raideur normale initiale (domaine élastique)
  - δ_I^u : déplacement ultime du Mode I
  - J_I : énergie de rupture cohésive de Mode I
- MODE II
  - σ_{II}^e : contrainte maximale en Mode II
  - K_{II}^0 : raideur tangentielle initiale (domaine élastique)
  - δ_{II}^u : déplacement ultime du Mode II
  - J_{II} : énergie de rupture cohésive de Mode II
- ϕ : ratio entre les énergies de microfissuration et de pontage de fissure (identique pour les modes I et II)
- μ : le coefficient de frottement (Mode II)

Ces valeurs peuvent être estimées à partir d'essais réalisés sur des assemblages bloc/mortier. Étant donné que le modèle numérique adopté se place à une échelle mésoscopique, il nous semble judicieux de déduire ces paramètres à partir d'assemblages de taille réduite constitués d'un ou deux joints de mortier. Toutefois, la taille des assemblages doit rester suffisante afin de respecter la représentativité de chaque matériau et pour permettre la mise en œuvre du joint.

Le mode d'ouverture sera caractérisé à l'aide d'un essai de traction directe, pratiqué sur un joint de mortier compris entre deux blocs. Le mode de glissement sera quant à lui défini par un essai en cisaillement sur triplets.

Dans le cadre de la définition du modèle cohésif, l'enjeu est de pouvoir déterminer les courbes contrainte-déplacement expérimentales comprenant la phase adoucissante, telles que attendues dans le cas de matériaux quasi-fragiles. Il semble en effet intéressant de pouvoir exploiter directement les courbes expérimentales et ainsi minimiser les approches indirectes nécessitant de nombreux essais couplés à une confrontation modélisation/expérimentation.

Des courbes contrainte-déplacement expérimentales comprenant la phase adoucissante ont déjà été obtenues pour des joints de mortier sollicités en cisaillement, notamment par Beyer *et. al.* [15], Haach [45] par l'intermédiaire de tests sur triplets, ou encore par Van der Pluijm [103], Vasconcelos *et. al.* [105], Abdou *et. al.* [3] via des tests sur couplets.
Les courbes expérimentales mettant en évidence le comportement adoucissant des joints de mortier en traction sont beaucoup plus rares du fait de la difficulté à conduire ce test, liée à l'instabilité de la réponse du joint. Nous pouvons tout de même citer Van der Pluijm [103] et Almeida *et. al.* [8] qui sont parvenus à obtenir quelques courbes expérimentales en traction directe dont le post-pic était exploitable. Almeida *et. al.* soulignent toutefois qu'ils n'ont pu suivre le comportement post-pic des joints en traction que pour très peu de spécimens, puisque seulement 1/4 des éprouvettes testées ont montré la phase adoucissante.

Au total, nous conduirons cinq types d'essais, trois pour caractériser les matériaux utilisés et deux pour qualifier le joint de mortier :

— Essais de compression sur les blocs

— Essais de flexion sur des éprouvettes de mortier

— Essais de compression sur des éprouvettes de mortier

— Essais en traction pure sur joint de mortier entre blocs

— Essais en cisaillement pur sur joint de mortier entre blocs

Pour les essais de traction et de cisaillement, une longue campagne expérimentale a été menée, afin de pouvoir mettre au point un protocole d'essai permettant d'obtenir des courbes expérimentales exploitables. Seuls les protocoles optimisés seront présentés dans la suite, mais il semble important de souligner que l'élaboration de ces essais, et en particulier de l'essai de traction, a nécessité plus de 20 mois de mise au point, et le test d'une centaine d'éprouvettes.

4.3 Présentation et caractérisation des matériaux utilisés

Le contexte de notre étude se plaçant plutôt dans l'étude des bâtiments en pierre, il était intéressant d'étudier des assemblages traditionnels, afin d'étoffer les connaissances de ce type de structure. L'assemblage étudié est typique des constructions bordelaises anciennes, cependant les protocoles d'essais présentés sont adaptables à n'importe quel type d'assemblage.

4.3.1 Les blocs

4.3.1.1 Description des blocs

Les blocs utilisés sont en pierre calcaire, extraite de la carrière de Frontenac (33). Ce type de pierre est caractéristique de la construction traditionnelle dans la région bordelaise. En apparence, plusieurs essences constituent le panel d'essai : de la pierre tendre à la pierre dure selon la porosité, et l'importance des inclusions sédimentaires (Figure 4.1).
Les pierres sont taillées en blocs de dimensions $7\ cm \times 10\ cm \times 10\ cm$ pour l'essai de traction, et $10\ cm \times 10\ cm \times 10\ cm$ pour l'essai de cisaillement.

(a) Pierre dure (b) Pierre tendre

FIGURE 4.1 – Types de pierres testées

4.3.1.2 Essais de compression

Des essais de compression ont été réalisés afin de déterminer les caractéristiques mécaniques des pierres, et plus particulièrement leur module de Young et leur contrainte à rupture. Nous testons 20 blocs (dimensions 10 $cm \times 10\ cm \times 10\ cm$) perpendiculairement au lit de dépôt sédimentaire, puisque c'est dans cette configuration que la pierre de taille est le plus régulièrement exploitée.

L'essai a lieu en deux parties. Dans un premier temps, la force de compression est appliquée de manière cyclique, en restant dans le domaine élastique du matériau dans le but de déterminer le module de Young. Trois cycles charge-décharge sont ainsi réalisés, en faisant varier la force de compression de 0kN à 65kN en 120s., puis de 65kN à 2kN en 120s. Des extensomètres de type HBM placés sur deux faces opposées permettent de mesurer la déformation moyenne de l'éprouvette (Figure 4.2).
Dans un deuxième temps, les extensomètres sont retirés, puis la force de compression est appliquée de manière croissante jusqu'à rupture du bloc, avec une vitesse de 5kN/s (recommandée par la norme NF EN 1926, [2]). La contrainte à rupture peut alors être déduite.

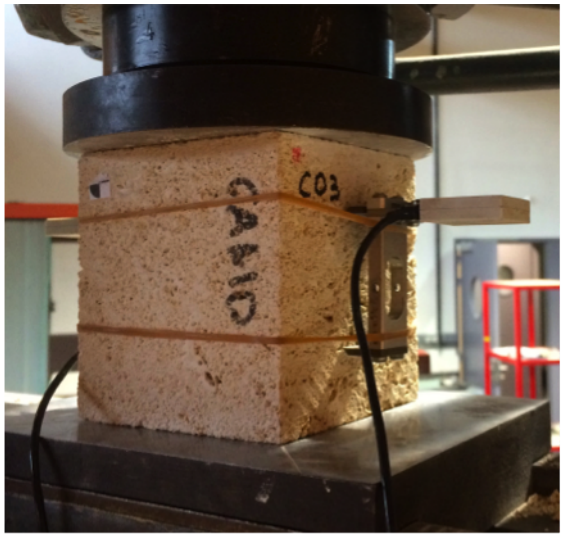


FIGURE 4.2 – Essai de compression sur pierre

Conformément à la loi de Hooke, le module de Young de la pierre E_b est obtenu en effectuant une régression de la partie linéaire de la courbe expérimentale contrainte-déformation. Pour chaque essai, nous retenons la moyenne des modules des 2ème et 3ème cycles, le premier cycle étant considéré comme un cycle de mise en place. Les éprouvettes pour lesquelles on trouve des modules qui diffèrent de plus de 15% entre ces deux cycles ne sont pas retenues, car ce phénomène peut être le signe d'un dépassement du domaine élastique du matériau. Finalement, sur 20 éprouvettes, 13 ont été retenues.
La résistance en compression des blocs $\sigma_{b,max}$ est obtenue en divisant la force maximale $F_{b,max}$ de l'essai par la surface de la section droite du bloc (10 $cm \times 10\ cm$). Les résultats moyens sont donnés dans le Tableau 4.1. L'ensemble des tests sont reportés dans l'Annexe B.1.

	$F_{b,max}$(N)	$\sigma_{b,max}$(MPa)	E_b(GPa)
Moyenne (CV)	$9,58.10^4$ (0,25)	9,46 (0,26)	11,1 (0,15)

TABLEAU 4.1 – Paramètres mécaniques des pierres utilisées

La contrainte maximale en compression des blocs $\sigma_{b,max}$ est en moyenne de 9,5 MPa, avec une variabilité de 26%. Cette variabilité est certes importante, mais peut être expliquée par les natures différentes des pierres testées.
Le module de Young moyen de la pierre E_b est de 11,1 GPa. Le coefficient de variation (0,15) est plus faible que pour $\sigma_{b,max}$, même s'il reste assez élevé.

4.3.2 Le mortier

4.3.2.1 Description du mortier

Le mortier d'assemblage utilisé dans ces travaux est un mortier à la chaux, typique des constructions en pierres anciennes.
Le mortier à base de chaux est le seul indiqué pour assembler des pierres naturelles, car contrairement au mortier de ciment, il ne détériore pas les blocs à long terme. Cependant la montée en résistance de la chaux est très lente et demande un temps de séchage adapté (2 à 3 mois). Les essais impliquant le mortier seront donc réalisés au moins deux mois après la fabrication des éprouvettes afin de garantir des propriétés mécaniques du mortier satisfaisantes.

La chaux utilisée est une chaux blanche NHL 3.5 (chaux hydraulique naturelle dont la résistance à 28 jours est de 3,5 MPa), provenant de Saint Astier (24). Le sable provient du site de Marcheprime (33). Plusieurs gâchées ont été réalisées en vue de la construction d'un mur que nous décrirons plus tard. Les proportions des gâchées sont de 1 volume de chaux, pour 1 volume d'eau et 6 volumes de sable. Chaque volume étant pesé, il a été constaté que le sable était plus ou moins humide, ce qui peut augmenter la proportion d'eau réellement apportée à la gâchée. Le Tableau 4.2 donne les proportions en kg des composants, ramenées à 1kg de chaux pour pouvoir les comparer. À proportions égales de chaux et d'eau, la masse de sable augmente avec les gâchées à cause de l'humidité qu'il contient. Les gâchées 1 à 3 ont donc en réalité été fabriquées avec une proportion d'eau moins importante que les gâchées 5 et 6. Nous verrons par la suite l'influence de cette quantité d'eau sur les propriétés mécaniques des gâchées.

	Sable (kg)	NHL 3.5 (kg)	Eau (kg)
Gâchées 1 - 3	5,15	1	1,05
Gâchée 4	6,82	1	1,09
Gâchées 5 - 6	7,11	1	0,99

TABLEAU 4.2 – Proportions utilisées dans la fabrication du mortier de chaux

4.3.2.2 Essais de flexion

Pour caractériser le mortier, la norme NF EN 1015-11 [5] recommande un essai en flexion trois points.
Au total, 30 éprouvettes sont réalisées en utilisant un moule normalisé de dimensions 4cm × 4cm × 16cm. Le mortier de chaux est mis en place dans le moule avant d'être vibré à la main. Les éprouvettes sont laissées à durcir dans les moules pendant une journée. Elles sont ensuite démoulées et placées dans des sacs hermétiques jusqu'à la veille de l'essai, trois mois plus tard.

Avant d'être testée, chaque éprouvette est pesée afin de connnaître sa masse volumique. En moyenne, sur l'ensemble des gâchées la masse volumique du mortier de chaux est de

1773 kg/m^3 (Annexe B.2).

L'essai de flexion trois points consiste à placer l'éprouvette sur deux appuis espacés de 10cm, puis appliquer une force verticale à mi-portée jusqu'à rupture (Figure 4.3).

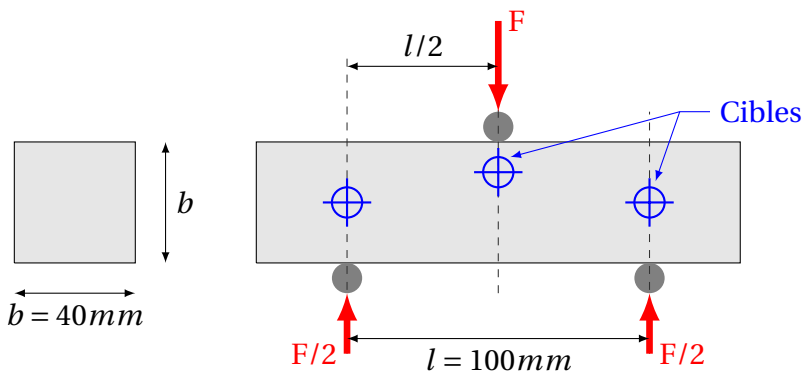


FIGURE 4.3 – Principe de l'essai de flexion 3 points

L'essai recommandé par la norme NF EN 1015-11 permet seulement de déduire la résistance en flexion de l'éprouvette. Afin de déterminer également la raideur en flexion des éprouvettes, nous modifions légèrement le protocole expérimental.
Des cibles permettant des mesures optiques sont placées au-dessus des appuis au niveau de la fibre neutre, et sous le point d'application de la force (Figure 4.3). L'essai est piloté avec la moyenne du déplacement de la cible se trouvant sous le point d'application de la force, avec une vitesse de 0,003 mm/min, jusqu'à rupture de l'éprouvette. Le pilotage en déplacement permet d'avoir l'allure de la courbe force-déplacement après le pic de force, pendant la propagation de la fissure.

Le Tableau 4.3 donne les forces maximales obtenues pour chaque gâchée, la résistance en flexion, ainsi que la raideur élastique initiale de chaque éprouvette. L'ensemble des résultats est exposé dans l'Annexe B.3.
La résistance du mortier en flexion R_{mf} est déterminée, selon la norme EN 1015-11 :

$$R_{mf} = \frac{1,5\, F_{mf,max}\, l}{b\, d^2}$$

La raideur en flexion initiale du mortier K_{mf} est déterminée par une régression linéaire de la partie de la courbe précédant le pic de force maximale. À partir de cette raideur, nous calculons également le module du mortier en flexion E_{mf}.

Les résultats des essais montrent que les résistances des gâchées 5 et 6 sont les plus faibles, et celle de la gâchée 2 est la plus forte. On a donc une dépendance de la résistance en flexion à la quantité d'eau contenue dans le mortier. Les gâchées réalisées avec une quantité d'eau plus importante ont une résistance significativement plus faible. La raideur de l'éprouvette semble aussi impactée par la quantité d'eau contenue dans les gâchées : K_{mf} diminue avec l'augmentation de la quantité d'eau.

	$F_{mf,max}$(N)	R_{mf}(MPa)	K_{mf}(10^6.N/m)	E_{mf}(GPa)
Gâchée n°2	430,22 (0,10)	1,61 (0,10)	31,67 (0,10)	5,34
Gâchée n°4	300,43 (0,19)	1,13 (0,20)	27,04 (0,29)	4,56
Gâchée n°5	182,62 (0,10)	0,68 (0,10)	20,06 (0,26)	3,38
Gâchée n°6	172,7 (0,11)	0,65 (0,11)	14,98 (0,22)	2,53
Moyenne (CV)	**293,50** (0,40)	**1,10** (0,40)	**24,34** (0,34)	**3,95**

TABLEAU 4.3 – Paramètres mécaniques en flexion du mortier utilisé

4.3.2.3 Essais de compression

La norme NF EN 1015-11 spécifie que l'on peut récupérer les deux parties d'une éprouvette après l'essai en flexion, afin de réaliser un essai de compression. Ce protocole sera suivi pour déterminer le module du mortier.

Vingt éprouvettes provenant des gâchées 2, 4 et 6 sont testées. Afin de pouvoir déduire le module de Young, l'essai est piloté en déplacements, avec une vitesse de 0,3 mm/min. La déformation est mesurée par des extensomètres (type HBM) placés sur deux faces opposées de l'éprouvette, de la même façon que pour l'essai de compression sur les blocs de pierre. L'essai est arrêté juste après la chute de contrainte afin de ne pas endommager les capteurs.

La contrainte maximale est donnée par la force maximale divisée par la section perpendiculaire à la sollicitation (4cm x 4cm). Une régression linéaire du début de la courbe contrainte-déformation permet d'estimer le module de Young de l'éprouvette. On peut noter que les valeurs trouvées en compression sont très proches du module trouvé en flexion.

Les résultats moyens obtenus pour chaque gâchée sont donnés dans le Tableau 4.4. Les résultats de chaque test sont reportés dans l'Annexe B.4.

	$\sigma_{mc,max}$(MPa)	$E_{mc,moy}$(GPa)
Gâchée n°2	3,59 (0,12)	5,32 (0,15)
Gâchée n°4	2,42 (0,14)	4,34 (0,21)
Gâchée n°6	1,90 (0,12)	3,32 (0,16)
Moyenne (CV)	**2,59** (0,30)	**4,33** (0,23)

TABLEAU 4.4 – Propriétés mécaniques en compression du mortier utilisé

Selon les gâchées, la résistance en compression et le module de Young varient fortement. On constate une nouvelle fois que la gâchée 2 est la plus résistante tandis que la gâchée 6 est la plus faible, ce qui met encore en avant l'influence de la quantité d'eau sur les propriétés mécaniques des mortiers.
Les coefficients de variation sont raisonnables si l'on considère les échantillons par gâchée. Si l'on regarde le coefficient de variation sur l'ensemble des tests, sans distinction des gâchées, la variabilité augmente du fait des compositions différentes.

4.4 Caractérisation du mode d'ouverture (Mode I)

Afin de caractériser le comportement en mode d'ouverture de fissure, nous proposons un test en traction directe. Ce type d'essai est difficile à mettre au point car le montage doit permettre de générer de la traction pure sans induire de moment de flexion au niveau du joint. Cette nécessité entraîne une difficulté technique dans la réalisation des conditions

d'encastrement de l'échantillon sur le montage expérimental. Une discussion sur ce point a d'ailleurs été menée dans le Chapitre 1 de ce mémoire.
Le pilotage de l'essai est également très délicat si l'on souhaite pouvoir estimer le comportement adoucissant (post-pic), dans la mesure où le comportement en traction est particulièrement fragile et met en jeu des déplacements très faibles (de l'ordre de quelques microns).

4.4.1 Réalisation des éprouvettes

Les éprouvettes de traction sont composées de deux blocs de pierre ($7\ cm \times 10\ cm \times 10\ cm$) assemblés par un joint de mortier d'environ 1cm d'épaisseur. Le mortier provient de la gâchée n°2. Idéalement, les blocs utilisés devraient être taillés précisément (faces perpendiculaires et tolérance dimensionnelle à ±0,5mm).
Afin d'avoir au moins deux faces de référence perpendiculaires, les éprouvettes sont assemblées dans des gabarits (Figure 4.4). Après assemblage, elles sont humidifiées pendant 5 jours afin d'éviter une prise trop rapide de la chaux et limiter les fissures dues au retrait.

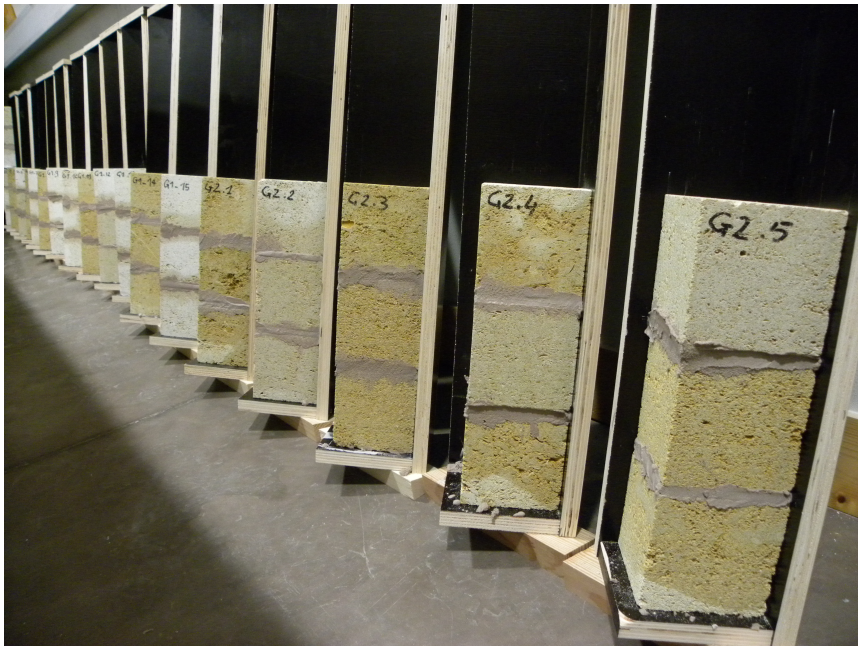


FIGURE 4.4 – Éprouvettes placées dans les gabarits

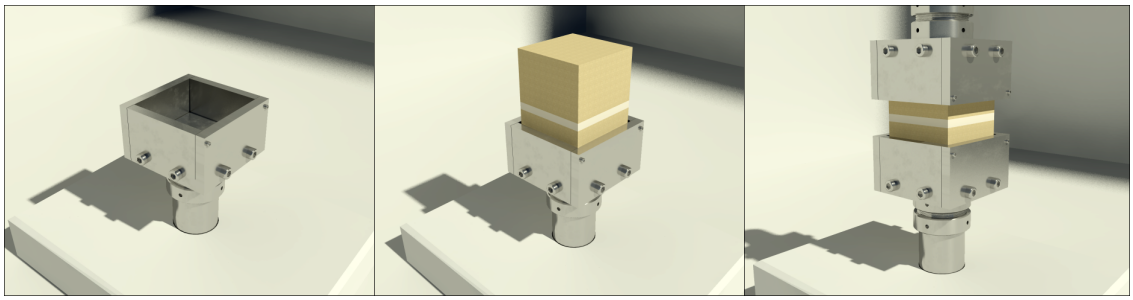
4.4.2 Protocole expérimental

Afin de favoriser un endommagement uniforme au sein du joint de mortier, il est nécessaire d'utiliser un montage mécanique rigide, *ie.* sans degré de liberté. En effet, ce type de montage permet de limiter la rotation des extrémités de l'éprouvette lors de la propagation de la fissure. Rots & De Borst [91] ont d'ailleurs noté qu'un montage dont les extrémités sont privées de rotation permet de supprimer des asymétries dans la propagation de fissure. Hordijk [49] souligne également que l'influence de la raideur du dispositif de chargement est plus marquée sur des éprouvettes courtes. Par conséquent, la propagation de fissure est plus uniforme sur ce type de specimen.

Le montage adéquat doit donc être à la fois rigide, permettre un encastrement du specimen sur le montage et minimiser la taille des éprouvettes en appliquant l'effort au plus près du joint.

Pour ce faire, les éprouvettes sont disposées dans deux bassines en acier (Figure 4.5), puis collées par injection d'une colle epoxy. Les pierres sont ainsi encastrées dans les supports sur une hauteur de 5 cm, laissant 2cm de pierre au-dessus de l'encastrement. Cette hauteur peut difficilement être diminuée davantage, car elle doit permettre une homogénéité du champ de contrainte au niveau du joint et la mise en place de la métrologie pour le pilotage de l'essai.

Le temps de séchage minimum de la colle est de 12h. Ceci implique des contraintes temporelles puisque seule une éprouvette peut être testée par jour.

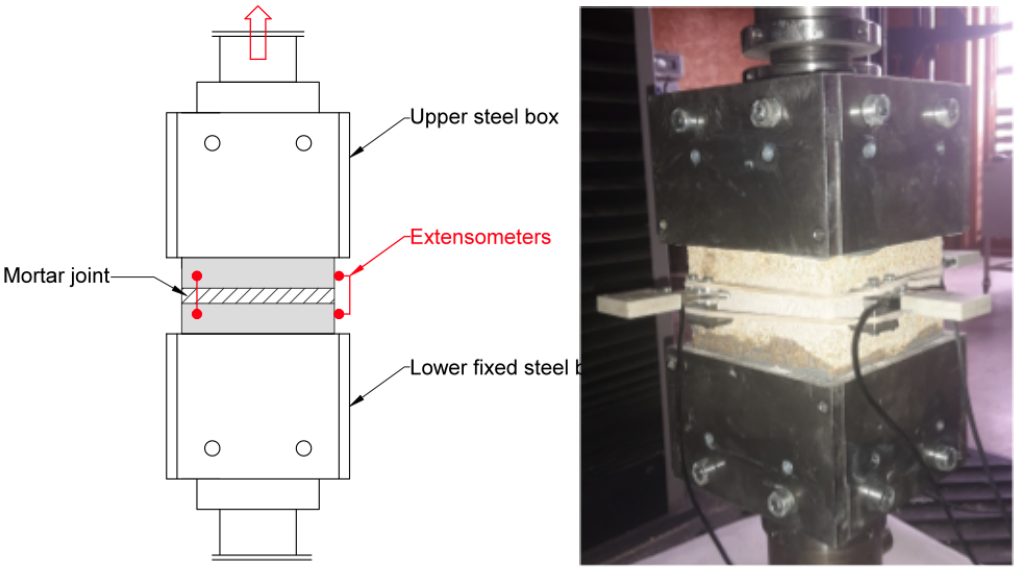


(a) Bassine en acier fixée sur le bâti (b) Mise en place de l'éprouvette (c) Blocage et collage de l'éprouvette

FIGURE 4.5 – Mise en place de l'éprouvette de traction sur le bâti

La mesure du déplacement d'ouverture est réalisée au niveau du joint de mortier. Elle se fait via 4 extensomètres de type HBM placés à proximité des quatre coins de l'éprouvette. Ce positionnement des extensomètres, déjà utilisé par Van der Pluijm [103] est indispensable, car en dépit de l'utilisation d'un montage rigide, celui-ci n'empêche pas totalement la propagation non uniforme de fissure. Cette dernière peut s'amorcer préférentiellement dans un coin, avant de se propager dans l'interface. Le joint a alors tendance à s'ouvrir d'un côté, tandis qu'il se referme de l'autre. Ce phénomène a souvent été observé lors des essais, et peut aussi provenir de la géométrie imparfaite des éprouvettes (manque de parallélisme des blocs et des interfaces blocs/joints). Enfin, dans le but de garantir l'estimation du comportement adoucissant du joint (partie post-pic de la réponse $\sigma - \delta$), il est nécessaire de piloter l'essai à partir des déplacements mesurés au plus près du joint, correspondant ici aux déplacements des 4 extensomètres. On utilise donc la moyenne des 4 extensomètres pour piloter l'essai.
De plus, l'utilisation de paramètres machines (PID) adaptés sont nécessaires afin d'améliorer le temps de réaction de la machine, de manière à contrer les ruptures brutales causées par les retours élastiques des pierres et du montage lors de l'endommagement du joint.

Lors de la montée en force et jusqu'après le pic de contrainte, la vitesse de pilotage est fixée à 0,5 µm/min. Dans le post-pic, elle est progressivement augmentée, mais la durée de l'essai reste longue (autour de 2h par essai).



(a) Montage de l'essai en traction (b) Photo du montage de traction

FIGURE 4.6 – Essai de traction pure

4.4.3 Exploitation des résultats

Au total, 16 éprouvettes ont été testées avec le protocole décrit ci-dessus. Parmi cet échantillon, 4 essais n'ont pas pu être exploités du fait de problèmes techniques ou d'une réalisation du joint défectueuse. Au final, nous arrivons à saisir le comportement adoucissant pour 3/4 des éprouvettes testées, contre 1/4 pour les essais effectués par Almeida *et. al.* [8].

Dans la plupart des cas, on a pu constater que la fissure se propageait à l'interface entre le bloc de pierre et le joint de mortier. La propagation de fissure au sein du mortier est plus rare. Cette observation peut être symptomatique d'une liaison relativement faible entre le joint de mortier et la pierre.

Pour chaque essai, on trace la courbe de la contrainte de traction en fonction de la moyenne de l'ouverture du joint obtenue à partir des 4 extensomètres. L'ensemble des courbes sont tracées en Figure 4.7 afin de donner une idée de la dispersion des résultats. Le Tableau 4.5 donne les valeurs déduites de ces graphes.

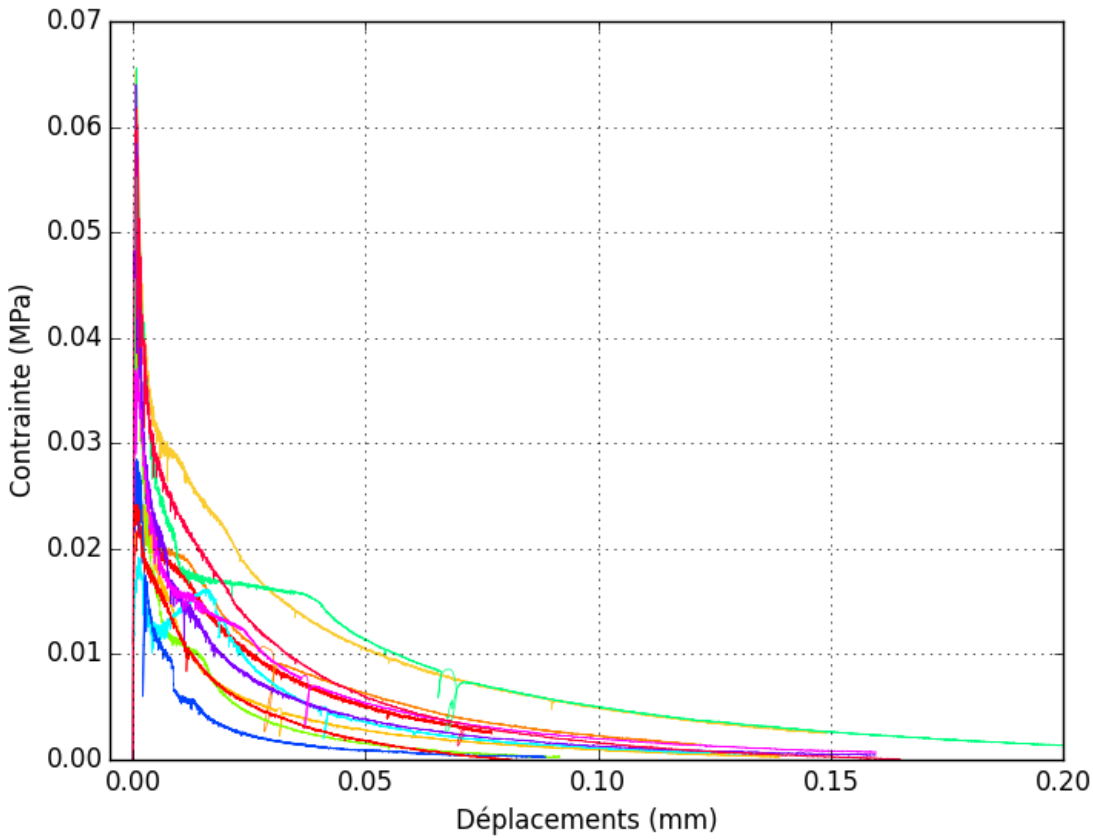


FIGURE 4.7 – Courbes expérimentales des essais de traction

On peut constater en Figure 4.7 que l'ensemble des réponses $\sigma - \delta$ montre un premier régime relativement raide correspondant au domaine élastique du joint suivi de la décroissance de la contrainte associée à un déplacement d'ouverture du joint. Cette décroissance est engendrée par l'endommagement progressif du joint jusqu'à la rupture complète de ce dernier. Comme attendu, le comportement adoucissant observé montre une allure concave et l'allure des réponses $\sigma - \delta$ enregistrées permet une estimation directe des différents paramètres cohésifs du joint.

La raideur initiale est déterminée par une régression linéaire de la partie de la courbe avant le pic de contrainte. Sa valeur moyenne est ici de $K_I^0 = 1,49.10^{11}$ Pa/m, avec un coefficient de variation de 60%.
On peut calculer cette raideur de manière théorique, en prenant une épaisseur de 1cm et deux épaisseurs de blocs de 0,5cm puisque la mesure se fait en prenant cette hauteur de pierre. En utilisant la formule :

$$K_{th,j} = \frac{1}{\frac{h_b}{E_b} + \frac{h_m}{E_m}}, \tag{4.1}$$

on trouve une raideur théorique $K_{th,j} = 2,9.10^{11}$Pa/m (avec $E_b = 11$ GPa et $E_m = 4$ GPa), ce qui est presque deux fois supérieur à la raideur expérimentale. Ceci peut s'expliquer par l'hétérogénéité du joint (présence de bulles d'air et surfaces joint/pierre non adhérente) entraînant une surface résistante inférieure à la surface réelle de pierre (10 cm × 10 cm) et donc une contrainte réelle dans le joint supérieure à la contrainte appliquée. Ceci met donc en évidence la nécessité de tester un assemblage bloc/mortier pour caractériser un joint, car les propriétés du joint ne sont pas celles des matériaux pris séparément.

La valeur moyenne de la contrainte de traction est $\sigma_I^e = 0,042$ MPa, avec une variabilité de 44 %. On peut souligner que la résistance en flexion trouvée pour le mortier (aussi appelée résistance en traction par flexion) était de 1,1 MPa. La résistance en traction de l'assemblage est donc ici 25 fois plus faible que celle de l'élément le moins résistant. Ceci met une nouvelle fois en avant que les propriétés mécaniques de l'assemblage ne sont pas comparables aux propriétés des éléments qui le composent.
Enfin, l'énergie de rupture du Mode I est définie en calculant directement l'aire sous la courbe expérimentale, et a pour valeur moyenne $J_I = 0,793$ N/m.
Si le protocole expérimental permet une visualisation directe du comportement cohésif du joint en Mode I, il est également possible d'ajuster le comportement adoucissant à partir d'une approximation bilinéaire, comme décrit au Chapitre 3.
La partie bilinéaire peut être tracée à partir de l'énergie de rupture de Mode I et d'une valeur du ratio d'énergies Φ, ou être ajustée au mieux par une approximation des moindres carrés.

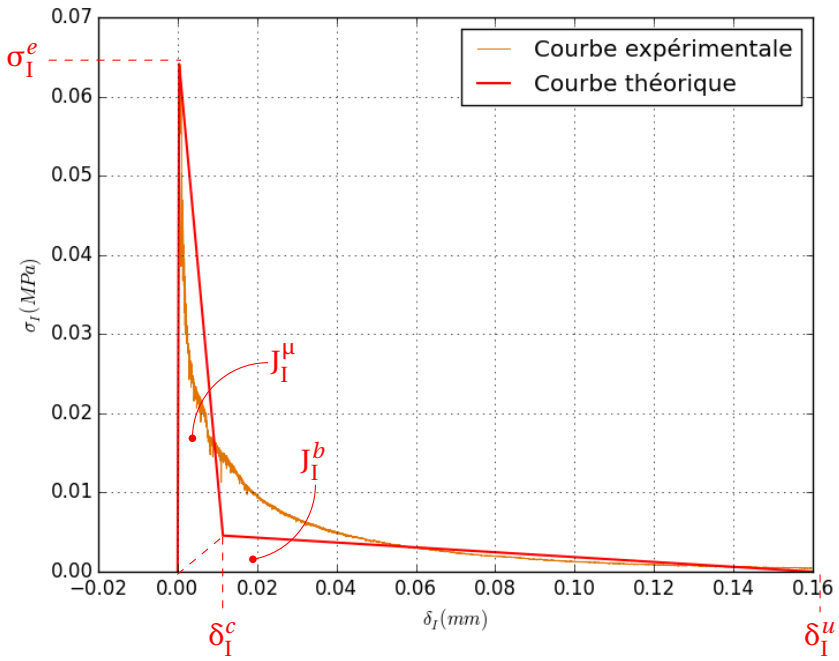


FIGURE 4.8 – Exemple de détermination des paramètres à partir d'une courbe expérimentale de Mode I

	σ_I^e(MPa)	K_I^0(N.m)	J_I(N/m)	δ_I^u(mm)
T1	0,0225	$2{,}8.10^{10}$	0,683	0,08
T2	0,0658	$1{,}37.10^{11}$	1,58	0,15
T3	0,0405	$1{,}50.10^{11}$	0,683	0,12
T4	0,0257	$7{,}40.10^{10}$	0,511	0,14
T5	0,0450	$2{,}36.10^{11}$	0,410	0,09
T6	0,0656	$1{,}27.10^{11}$	0,683	0,2
T7	0,0192	$7{,}7.10^{10}$	0,610	0,14
T8	0,0285	$2{,}3.10^{11}$	0,260	0,09
T9	0,0641	$1{,}68.10^{11}$	0,730	0,16
T10	0,0371	$1{,}15.10^{11}$	0,860	0,16
T11	0,0613	$3{,}57.10^{11}$	1,03	0,16
T12	0,0257	$9{,}37.10^{10}$	0,33	0,15
Moyenne (CV)	**0,042** (0,44)	**$1{,}49.10^{11}$** (0,60)	**0,793** (0,55)	**0,14** (0,26)

TABLEAU 4.5 – Paramètres cohésifs des joints en traction

De manière générale, on peut noter que les coefficients de variation sont élevés. Van der Pluijm [103] avait lui aussi observé des coefficients de variation de cet ordre (voire plus élevés) lors de ses essais en traction directe sur joints de mortier. D'après lui, de nombreux paramètres influencent la résistance en traction de l'interface dans les maçonneries, mais il est difficile de dire lesquels sont prépondérants.
Cependant, on peut pointer le fait qu'assez peu d'essais ont été réalisés durant cette campagne et en conséquence, la représentativité du coefficient de variation est discutable. D'autre part, l'hétérogénéité naturelle des matériaux utilisés, et en particulier celle des pierres, est assez élevée. Une bonne illustration de ce fait est le coefficient de variation sur la résistance en compression des pierres qui était de 25 %. On peut également mettre en cause la géométrie des blocs et des joints qui ne montraient pas une grande régularité du fait des conditions de mise en œuvre de l'assemblage. En effet, il est difficile de maintenir une épaisseur constante de joint sur un même échantillon, et la répétabilité d'une certaine épaisseur est difficilement réalisable d'une éprouvette à l'autre. On notera également que la mise en œuvre du joint de mortier sur des échantillons de taille réduite est malaisée et peut entraîner une hétérogénéité du joint dans son épaisseur (vides, bulles d'air) ou des défauts d'adhérence pierre/mortier.
Une nouvelle campagne d'essais est prévue afin d'améliorer ces points et tenter d'avoir des résultats moins dispersés.

4.5 Caractérisation du mode de glissement (Mode II)

Les paramètres du Mode II sont déterminés par un essai sur triplets. Cet essai est conseillé par l'EN 1052-3 [1] pour déterminer la résistance initiale au cisaillement. Toutefois, tout en prenant pour base l'essai EN 1052-3, nous proposerons dans la suite une métrologie de déplacement adaptée, permettant l'obtention du régime post-pic de la réponse contrainte-déplacement du joint et ainsi l'identification de la réponse cohésive du joint et des paramètres frictionnels.

4.5.1 Réalisation des éprouvettes

Les éprouvettes sont constituées de trois blocs cubiques de 10 cm de côté, reliés par deux joints de mortier. Elles sont réalisées en suivant le même protocole que pour les éprouvettes de traction, mais en assemblant trois blocs au lieu de deux. Le mortier utilisé pour les joints

provient des gâchées 1 et 2 (cf. Section 4.3.2).
Cet essai nécessite l'obtention d'une surface de référence de l'échantillon et en conséquence il est nécessaire d'aligner correctement les faces des trois blocs (dont les dimensions étaient irrégulières), afin d'avoir une éprouvette parallélépipédique et éviter toute torsion lors de la mise en place du specimen sur le bâti d'essai.

4.5.2 Protocole expérimental

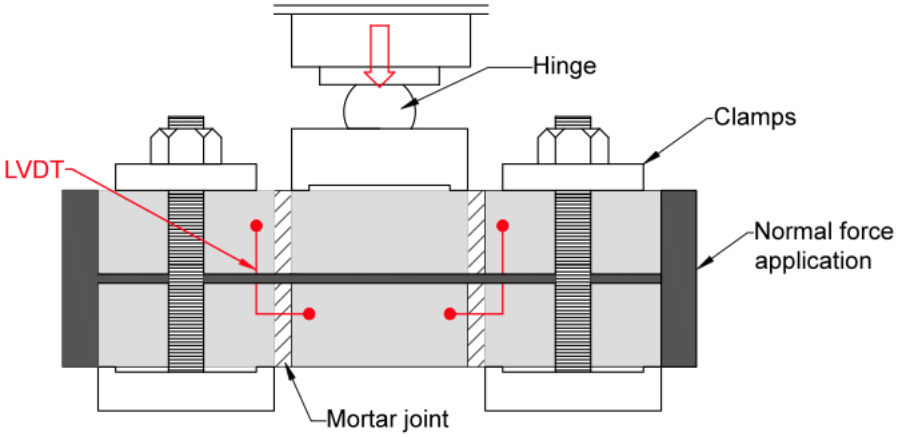
L'essai de cisaillement est effectué après application d'une contrainte normale au plan des joints. L'application d'une contrainte normale facilite l'obtention du post-pic de la réponse et permet, du même coup, une estimation du comportement frictionnel du joint après rupture.
Le montage est donc mis au point pour intégrer une force normale aux joints, avec un capteur de force. Trois paliers de contrainte normale aux joints ont été choisis : 0,20 MPa, 0,30 MPa et 0,40 MPa. Neuf éprouvettes seront étudiées : 3 par palier.

Le pilotage de l'essai se fait en déplacement. Deux LVDT sont placés sur chaque face, afin de mesurer le déplacement vertical de la pierre centrale par rapport aux pierres aux extrémités (Figure 4.9). Le pilotage de l'essai est effectué par rapport à la moyenne des déplacements des quatre LVDT. La vitesse avant le pic est fixée à 0,060 mm/min, puis est augmentée en post-pic afin de réduire la durée de l'essai.

La contrainte normale aux joints reste à peu près constante au cours de l'essai.

4.5.3 Exploitation des résultats

La contrainte de cisaillement est définie comme la force verticale divisée par la surface des deux joints cisaillés (surface évoluant au cours de l'essai avec le déplacement de la pierre centrale). Pour chaque essai, on trace la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement moyen de la pierre centrale (Figure 4.10). Les courbes présentent toutes un palier dû au frottement pour de grandes valeurs de déplacements, qui diffère en fonction de la compression normale aux joints. Elles peuvent donc être décomposées en termes de frottement et de comportement cohésif.



(a) Montage de l'essai en cisaillement

(b) Photo du montage de cisaillement

FIGURE 4.9 – Essai de cisaillement pur

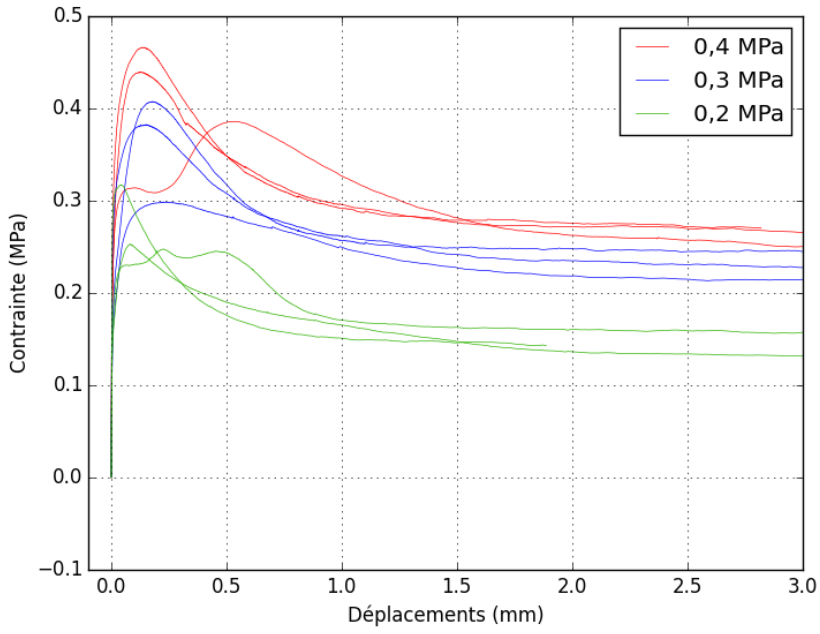


FIGURE 4.10 – Courbes expérimentales des essais de cisaillement

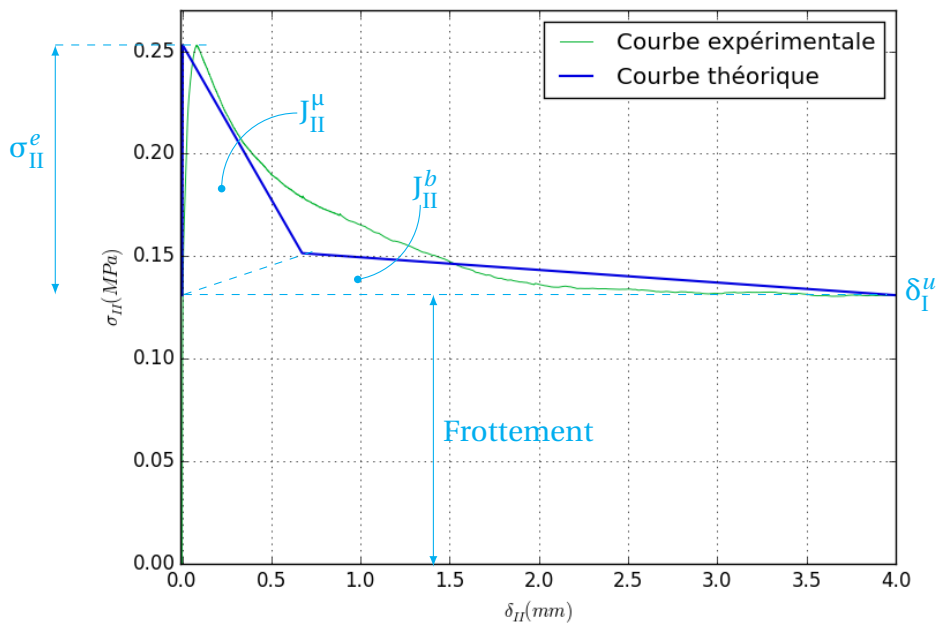


FIGURE 4.11 – Exemple de détermination des paramètres de Mode II à partir d'une courbe expérimentale

La contrainte de cisaillement évoluant en fonction de la contrainte normale, il faut déterminer la contrainte pour une contrainte normale nulle, qui sera la valeur retenue pour le modèle. Le nombre d'éprouvettes obtenu est suffisant pour tracer une régression de la contrainte maximale en cisaillement σ^e_{II} en fonction de la contrainte normale (Figure 4.12). L'ordonnée à l'origine donne la contrainte de cisaillement pour une contrainte normale aux joints nulle : $\sigma^e_{II} = 0,11\text{MP}a$, que nous retiendrons pour le modèle.

Le coefficient de frottement peut être obtenu par une régression linéaire des contraintes

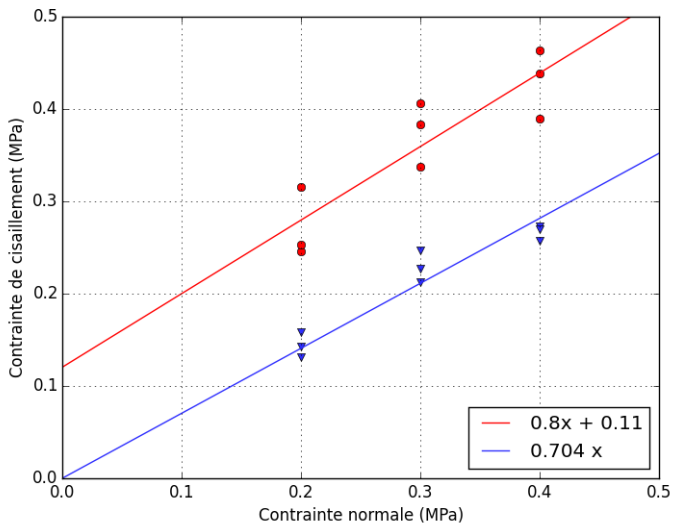


FIGURE 4.12 – Régression des contraintes de cisaillement maximales (en rouge) ou résiduelles (en bleu) en fonction de la contrainte normale

résiduelles en fonction des contraintes normales (régression passant par zéro, Figure 4.12). Une fois la contrainte résiduelle estimée, il est alors possible d'isoler la réponse cohésive de Mode II en retirant le palier dû au frottement du comportement total $(\sigma_{II}, \delta_{II})$ observé expérimentalement (Figure 4.13).
À partir de la réponse cohésive de Mode II, il est alors possible d'estimer l'ensemble des paramètres cohésifs en suivant une démarche analogue à celle utilisée pour le Mode I.

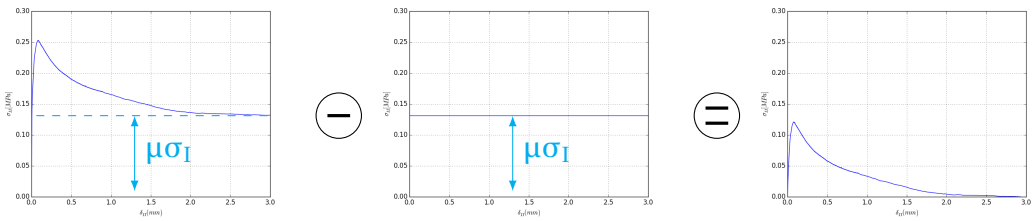


FIGURE 4.13 – Décomposition du Mode II en termes de frottement et de cohésion

La raideur initiale K_{II}^0 est obtenue par régression linéaire de la première partie de la courbe contrainte-déplacement. Elle est déterminée lorsque les réponses $(\sigma - \delta)$ correspondant au joint gauche et au joint droit sont analogues. Sa valeur moyenne est $K_{II}^0 = 5,8.10^{10}$ Pa/m.
En considérant une épaisseur de joint cisaillé de 1cm et en supposant que les blocs ne se déforment pas, on peut calculer une raideur théorique du mortier : $K_{th,m} = G_m / h_m = 17,4.10^{10}$ Pa/m, qui est bien supérieure à la raideur expérimentale trouvée. Cette observation, également mise en avant pour l'essai de Mode I, montre que les propriétés du mortier seul ne sont pas suffisantes, et que le test de l'assemblage bloc/mortier est nécessaire pour caractériser un joint de mortier. L'interface n'a en effet pas les mêmes propriétés que les matériaux pris séparément.

L'énergie de rupture est déterminée en calculant directement l'aire sous la courbe expérimentale, après avoir retranché le palier relatif au frottement. Il semble que l'énergie de rupture dépende de la contrainte normale (Figure 4.14). Même si cela a aussi été observé par Van der Pluijm lors de ses essais en cisaillement [103], cette dépendance n'est théoriquement pas attendue. Nous avons ici trop peu de résultats et une variabilité élevée pour

pouvoir conclure à ce sujet.
Pour la définition du modèle, on peut alors choisir comme valeur de l'énergie de rupture de Mode II pour une contrainte normale nulle soit la valeur moyenne de l'ensemble des données, soit la valeur de l'ordonnée à l'origine donnée par la régression linéaire. La régression des énergies de rupture en fonction de la contrainte normale donnerait une valeur de $J_{II} = 34\ J/m^2$ pour une contrainte normale nulle. Si l'on choisit de prendre plutôt l'énergie de rupture comme étant la moyenne de l'ensemble des valeurs, on aurait $J_{II} = 83\ J/m^2$.

Le déplacement ultime δ_{II}^u est déterminé "au jugé", lorsque la contrainte se stabilise.

Le Tableau 4.6 reporte les valeurs obtenues pour l'ensemble des essais de cisaillement. Les coefficients de variation sont globalement satisfaisants, étant donné l'hétérogénéité et la variation du matériau, excepté pour les raideurs et les énergies de rupture.

Essai	σ_n (MPa)	σ_{II}^e (MPa)	K_{II}^0 (Pa/m)	σ_{II}^{res} (MPa)	δ_{II}^u (mm)	J_{II} (N/m)	μ
C1	0,4	0,390	$4{,}10.10^{10}$	0,257	2,55	117	0,64
C2	0,4	0,464	$6{,}9.10^{10}$	0,273	2,2	97	0,68
C3	0,4	0,439	$8{,}5.10^{10}$	0,270	2,70	90	0,68
Moy. (CV)	**0,4**	**0,431** (0,09)	$\mathbf{6{,}5.10^{10}}$ (0,39)	**0,267** (0,03)	**2,48** (0,10)	**101** (0,14)	**0,67** (0,03)
C4	0,3	0,298	$3{,}5.10^{10}$	0,214	2,86	73	0,71
C5	0,3	0,406	$5{,}8.10^{10}$	0,247	2,3	64	0,82
C6	0,3	0,383	$7{,}9.10^{10}$	0,227	2,83	105	0,76
Moy. (CV)	**0,3**	**0,375** (0,09)	$\mathbf{6{,}13.10^{10}}$ (0,27)	**0,229** (0,07)	**2,59** (0,10)	**81** (0,27)	**0,76** (0,07)
C7	0,2	0,246	$4{,}9.10^{10}$	0,158	2,32	68	0,79
C8	0,2	0,316	$5{,}1.10^{10}$	0,143	1,86	53	0,72
C9	0,2	0,253	$4{,}3.10^{10}$	0,131	2,94	82	0,66
Moy. (CV)	**0,20**	**0,272** (0,14)	$\mathbf{4{,}9.10^{10}}$ (0,14)	**0,144** (0,09)	**2,37** (0,23)	**68** (0,21)	**0,72** (0,09)

TABLEAU 4.6 – Paramètres cohésifs des joints en cisaillement

Comme pour le Mode I, la partie bilinéaire peut être tracée en fixant l'énergie de rupture J_{II} ainsi que le ratio Φ, ou ajustée avec une approximation des moindres carrés directement sur la courbe expérimentale.

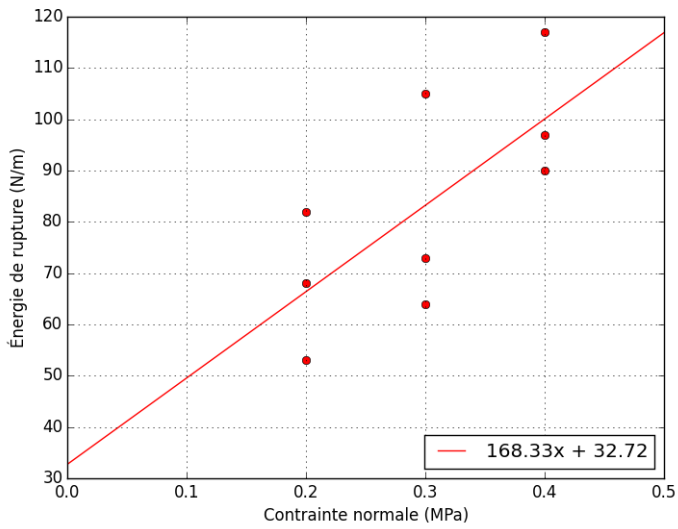


FIGURE 4.14 – Variation de l'énergie de rupture en fonction des paliers de compression

4.6 Modélisation de l'essai de caractérisation de Mode II

Nous décidons à présent de modéliser les essais en cisaillement décrits ci-avant à l'aide du logiciel aux éléments discrets LMGC90, dans lequel est implémenté le modèle cohésif proposé. L'idée est de vérifier si l'on retrouve bien les paliers dus au frottement pour différents niveaux de compression normale aux joints.

La modélisation est réalisée en deux dimensions, avec des blocs déformables maillés en éléments triangulaires. Le module de Young du matériau est déduit des essais en compression réalisés sur les blocs de pierre calcaire.
L'interface entre les blocs est représentée par une loi cohésive, dont les paramètres sont tirés de la campagne expérimentale de caractérisation des joints en modes I et II. Les paramètres retenus sont récapitulés dans le Tableau 4.7.

Mode I	**Mode II**
$\sigma_I^e = 0,042$ MPa	$\sigma_{II}^e = 0,11$ MPa
$K_I^0 = 1,49.10^{11}$ Pa/m	$K_{II}^0 = 5,8.10^{10}$ Pa/m
$J_I^c = 0,793$ J/m^2	$J_{II}^c = 34$ J/m^2
$\delta_I^u = 0,137$ mm	$\delta_{II}^u = 2,51$ mm

TABLEAU 4.7 – Récapitulatif des paramètres des joints en modes purs

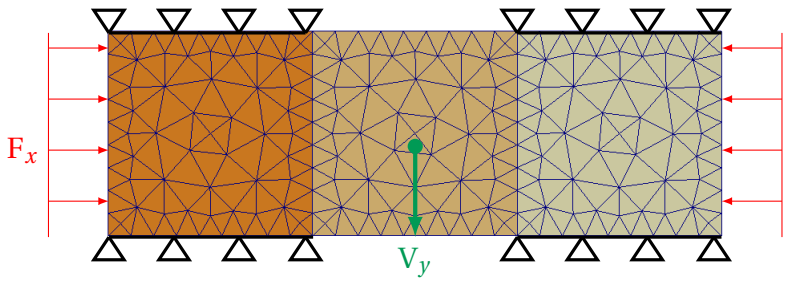


FIGURE 4.15 – Essai en cisaillement : modèle aux éléments discrets déformable

Le modèle numérique est schématisé dans la Figure 4.15. Le déplacement vertical des nœuds des faces supérieure et inférieure des pierres extérieures est bloqué. Une force de compression normale aux joints est appliquée sur les côtés des pierres extérieures tandis qu'une vitesse de déplacement verticale est imposée au bloc central. À l'image des essais, trois paliers de compression sont testés : 0,2 MPa, 0,3 MPa et 0,4 MPa.

La force verticale appliquée est tracée en fonction du déplacement vertical du bloc central dans la Figure 4.16. Sur ces courbes, on retrouve numériquement les paliers dus au frottement, qui varient en fonction de la compression normale aux joints appliquée. Les courbes numériques sont également assez proches des courbes expérimentales. La forme rectiligne des courbes obtenues via le modèle sont dues à la forme d'entrée de la loi cohésive.
Le modèle est donc bien capable de prendre en compte la contribution due à la cohésion et celle due au frottement.

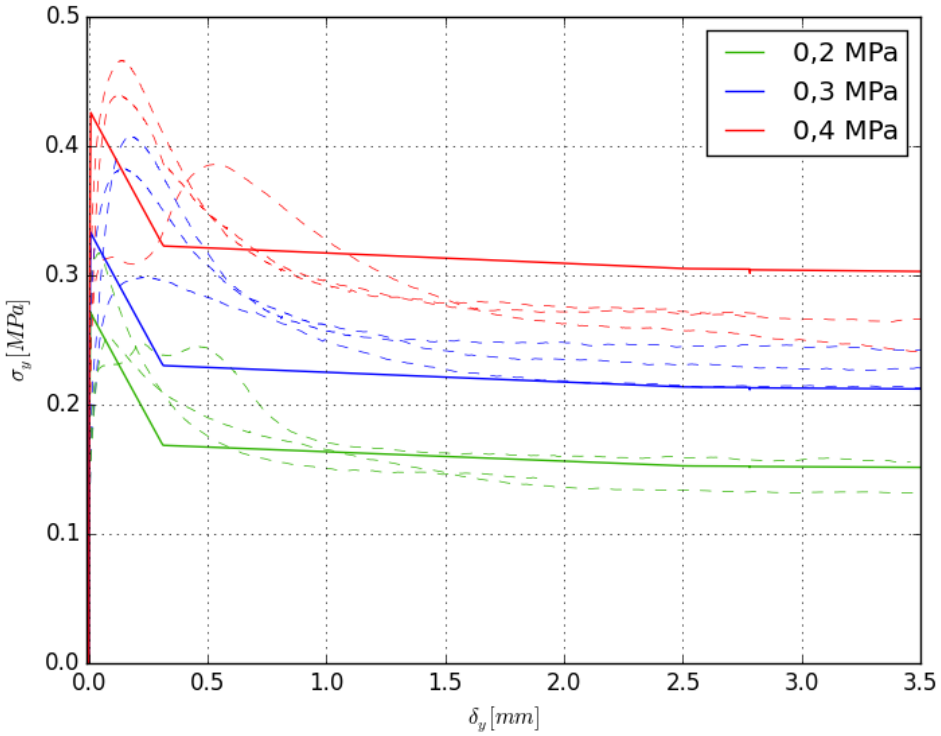


FIGURE 4.16 – Essais en cisaillement : comparaison des courbes numériques et expérimentales

4.7 Conclusions

Les deux procédures d'essai proposées (Mode I et Mode II) permettent d'observer directement les comportements cohésifs en traction et en cisaillement du joint. Il est ainsi aisé de déduire les paramètres cohésifs nécessaires pour décrire le modèle.
Les résultats de la campagne expérimentale de caractérisation des joints sont globalement satisfaisants. Ils montrent que caractériser les blocs et le mortier séparément n'est pas suffisant pour obtenir les propriétés mécaniques de l'assemblage.
Si les essais de traction peuvent s'avérer instables, la procédure optimisée proposée dans ce chapitre a permis d'augmenter considérablement le nombre d'essais exploitables. La méthode mise au point augmente largement le nombre d'essais fournissant un post-pic comparé à d'autres méthodes d'essais en traction existantes. En cisaillement, la méthode d'essai normalisée avait déjà fait ses preuves. L'apport du présent travail est de permettre l'estimation de l'ensemble des paramètres cohésifs en plus de ceux liés au frottement.

La combinaison de ces deux essais permet de définir la loi cohésive correspondant à l'assemblage bloc/mortier étudié, avec peu de post-traitement. Dans le cas de l'assemblage blocs calcaires/mortier de chaux, les valeurs ont été déterminées pour les modes I et II (Tableau 4.7). Cependant, le manque de régularité dans la fabrication des éprouvettes (irrégularités dans la taille des blocs, essences de pierres différentes et compositions de mortier différentes) peut influencer les résultats. Pour ces raisons, une autre campagne expérimentale, plus minutieuse sur la mise en œuvre, est prévue.

L'étude de nouveaux assemblages bloc/mortier devrait nécessiter une autre campagne expérimentale, dans le but d'avoir des données d'entrée appropriées.

Chapitre 5

Confrontation simulations numériques vs. expérimentations

Sommaire

5.1 Introduction **119**
5.2 Essai de cisaillement sur un mur **120**
5.2.1 Description de l'essai 120
5.2.2 Modélisation de l'essai 126
5.2.3 Synthèse 130
5.3 Essai de Raijmakers & Vermeltfoort **131**
5.3.1 Présentation de l'essai 131
5.3.2 Modélisation de l'essai 135
5.3.3 Résultats numériques - mur sans ouverture 139
5.3.4 Résultats numériques - mur avec ouverture 146
5.4 Conclusions **147**

5.1 Introduction

Après avoir présenté le modèle cohésif mis en place, puis les essais permettant de définir ses paramètres d'entrée, il s'agit ici de l'appliquer à des cas concrets afin de discuter de sa validité et de sa capacité à reproduire les comportements de structures réelles. Nous comparerons donc les résultats de tests expérimentaux à ceux donnés par le modèle numérique.

Toutes les simulations seront réalisées avec le logiciel aux éléments discrets LMGC90, dans lequel a été implémenté le modèle d'interfaces cohésives en mode mixte proposé auparavant. Le modèle sera confronté à des essais quasi-statiques réalisés sur des murs. Le premier essai étudié a été mené dans le cadre de cette thèse sur un mur de dimensions 3m × 1,60m sollicité en cisaillement. Malheureusement son exploitation est limitée du fait d'un défaut survenu lors du test. Néanmoins, nous décrirons l'essai et nous le confronterons à des modélisations, mais aussi aux prédictions de l'Eurocode 6. La deuxième campagne d'essai que nous utiliserons a été menée par Raijmakers & Vermelfoort en 1992 sur des murs avec et sans ouverture de dimensions de 1m × 1m. Ces essais ont largement été étudiés dans la littérature à partir de différents modèles numériques et nous semblaient donc une bonne référence.

Les modélisations sont réalisées avec des blocs déformables en deux dimensions afin de pouvoir comparer les déplacements et les forces à rupture obtenus numériquement et expérimentalement. En effet, modéliser une structure par l'intermédiaire de blocs rigides ne permet pas d'estimer les efforts en jeu.
Une attention particulière sera portée à la représentation des conditions limites des essais, qui conditionnent souvent les résultats numériques obtenus.

La plupart du temps, les essais mentionnés dans la littérature n'ont pas été combinés à des essais de caractérisation en modes I et II sur les assemblages bloc/mortier correspondant. Or le modèle d'interfaces cohésives nécessite ce type d'essais afin de déterminer ses données d'entrée. Nous baserons donc nos simulations soit sur nos données expérimentales concernant les joints de mortier (déterminées au chapitre précédent), soit sur des données extraites par Van der Pluijm [103].
En plus de tirer nos paramètres cohésifs de campagnes expérimentales, nous nous efforcerons de les fixer, sans les modifier pour adapter les résultats numériques et expérimentaux. Le but n'est pas ici de retrouver à tout prix le comportement expérimental, mais d'avoir une démarche cohérente. Il nous semble que procéder ainsi est une approche plus rigoureuse qui permettra de mettre en avant les points faibles à la fois du modèle, mais aussi des essais de caractérisation associés. De cette manière, nous pouvons également tester la prédictivité du modèle et proposer des solutions et perspectives pour le corriger et le perfectionner.

5.2 Essai de cisaillement sur un mur

Dans le cadre de cette thèse il a été décidé de tester un mur à l'échelle 1/2, constitué des mêmes matériaux traditionnels que ceux utilisés lors de la campagne de caractérisation (Chapitre 4). Le mur sera représentatif d'un mur de contreventement et sera donc testé dans son plan. L'essai sera réalisé en quasi-statique, en appliquant une force cyclique en tête du mur.

Nous verrons que cet essai n'a malheureusement pas été en mesure de valider le modèle numérique à cause d'un dysfonctionnement survenu au cours de l'essai. Cependant, il reste intéressant de le comparer à la réglementation Eurocode et au modèle aux éléments discrets.

5.2.1 Description de l'essai

Les matériaux utilisés sont la pierre calcaire et le mortier de chaux.
Les dimensions des blocs sont d'environ $0,30^{\mathrm{L}}\ m \times 0,10^{h}\ m \times 0,15^{l}\ m$. Les propriétés des pierres ont été étudiées dans le chapitre précédent.
La composition et les propriétés du mortier utilisé ont également déjà été discutées dans le précédent chapitre. L'épaisseur du joint mis en œuvre est d'environ 7mm.
Le montage du mur est réalisé par des tailleurs de pierre (société TMH) directement sur le banc d'essai. La construction se fait donc en intérieur, ce qui implique une atmosphère plus sèche que sur chantier qui peut induire un retrait plus important du mortier lors de son durcissement. Pour palier à ce problème, l'ouvrage est pulvérisé d'eau chaque jour pendant la semaine qui suit sa mise en œuvre.

Les dimensions finales du mur sont de 3 m de long, par 1,60 m de haut.
Les conditions limites ont été mises au point dans le but de faciliter la modélisation du mur. Aux extrémités latérales du mur, des retours de 15 cm sont mis en œuvre de chaque côté. Ils permettent des conditions limites plus réalistes puisqu'un mur a rarement ses deux bords libres, et assurent également la stabilité de l'ouvrage. En tête de mur, une poutre HEA 300 est disposée, qui aura pour fonction de transmettre les efforts au mur de la manière la plus uniforme possible.

FIGURE 5.1 – Photo du montage du mur

Afin de simplifier l'interprétation et la modélisation de l'essai, il était souhaité d'encastrer le mur en pied sur le banc d'essai, et en tête à l'HEA. Pour cela, la liaison en pied est réalisée en insérant le premier lit entre deux cornières boulonnées à la table et en réalisant une liaison collée entre le 1er lit et les cornières (colle Sikadur 31-EF®). Le collage se fait sur une hauteur de 8cm et sur toute la longueur du mur. Le même système de liaison est utilisé pour effectuer la liaison entre la poutre HEA 300 et le mur.
Lors des essais, la mesure de déplacement relatif entre le mur et les cornières ont montré l'efficacité de ce système pour assurer l'encastrement de l'ouvrage en tête et en pied.

Après sa mise en œuvre, l'ouvrage sèche pendant deux mois sur le banc de structure et est testé pour la première fois en janvier 2015. Un deuxième essai sera réalisé sur ce même mur en juin 2015.

La charge verticale est appliquée sur le profilé au sommet du mur par un chevêtre assurant la répartition de la charge sur la quasi totalité de la longueur du mur (Figure 5.1). Enfin, un effort horizontal est appliqué au niveau du HEA au moyen d'un vérin, sollicitant donc le mur en cisaillement.

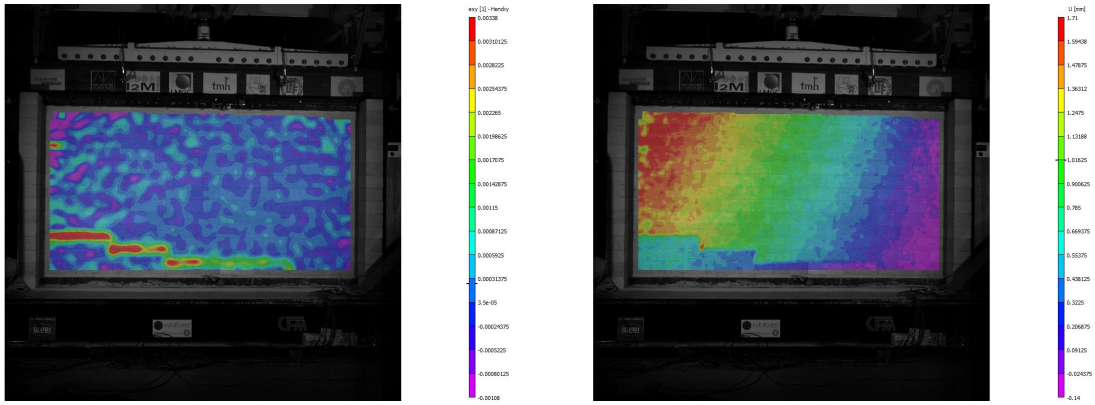
La métrologie mise en place pour les deux essais regroupe des capteurs de déplacements, des capteurs piézoélectriques pour l'émission acoustique et des appareils pour la corrélation d'images numériques. L'instrumentation est décrite plus en détail en Annexe D.1.

La capacité du vérin horizontal étant limitée à 5T, un calcul Eurocode préalable a été mené pour estimer un effort à rupture pour ce mur (Annexe D.2). En prenant des coefficients de sécurité égaux à 1, il ressort qu'avec une surcharge verticale de 5T le mur n'est pas censé résister à un effort horizontal de plus de 3,4T.

5.2.1.1 Essai n °1

Pour ce premier essai, une charge verticale de 47kN est transmise par le chevêtre, à laquelle il faut ajouter le poids de la poutre HEA. Cette charge sera maintenue constante tout au long de l'essai par une consigne en force au niveau du vérin vertical.
Après avoir chargé le mur verticalement, la charge horizontale est appliquée via des cycles de charge-décharge, en augmentant progressivement le déplacement maximum mesuré en tête de mur jusqu'à la rupture du mur, ou jusqu'à atteindre la capacité maximale du vérin horizontal (5 T).

Au début de l'essai, lors des cycles de mise en place, un problème de pilotage du vérin horizontal a entraîné la mise en résonance du banc d'essai. La structure a alors subi des pics de force horizontale successifs, dont le plus important enregistré est de 4,5 T en traction. Notons qu'il est possible que le mur ait subi une force horizontale supérieure à la capacité du dynamomètre lors de cette phase dynamique. Lors de la mise en traction, le mur a été endommagé et une fissure est visible en pied de mur comme le montre la corrélation d'images en Figure 5.2. Les résultats expérimentaux de cet essai ne pourront donc pas être directement comparés à nos simulations.
Il a été choisi de poursuivre l'essai malgré cette rupture apparente, en modifiant le type de pilotage.



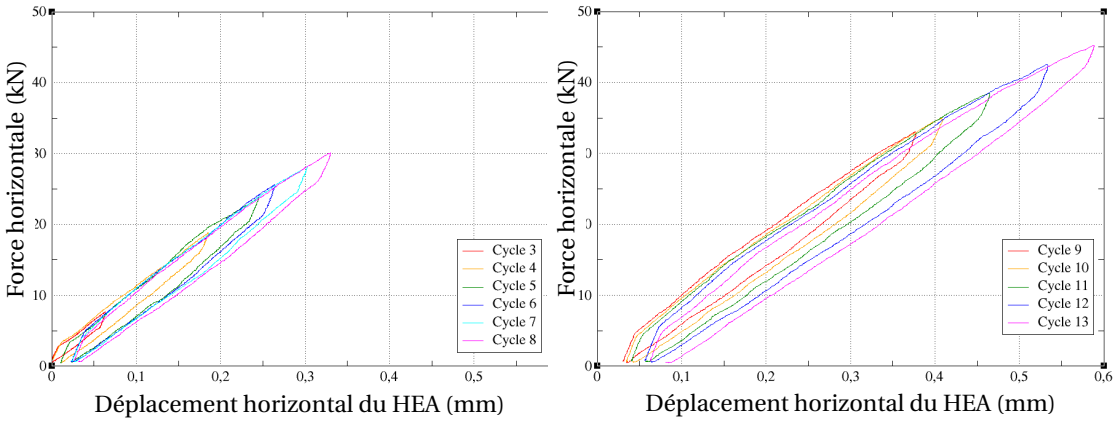
(a) Déformations en cisaillement $-0.00108 \leq e_{xy} \leq 0.00338$

(b) Déplacement horizontal $-0.14 \leq \mathrm{U}[mm] \leq 1.71$

FIGURE 5.2 – Réponse du mur lors de la résonance

On trace les courbes force-déplacement correspondant à chaque cycle de chargement, avec la moyenne des déplacements en tête (Figure 5.3). Le comportement montre un cycle de charge, puis un cycle de décharge qui ne sont pas confondus (hystérésis), pouvant indiquer une dissipation d'énergie à chaque cycle. Les raideurs initiales de chaque cycle étant approximativement constantes (tableau en Annexe D.1), cette dissipation d'énergie ne semble pas pouvoir être associée à un endommagement du mur, mais plus vraisemblablement à un glissement de la partie supérieure du mur au-dessus de la fissure.

On peut tout de même retenir de cet essai que malgré la fissure en pied du mur, avec une force horizontale de 4,5T en tête, aucun dommage supplémentaire n'est observé à l'oeil ou capté par l'émission acoustique. Le traitement de la corrélation d'images ne donne pas non plus de déplacements ou déformations significatifs.
Or, selon l'Eurocode 6, ce mur ne devait pas reprendre plus de 3,4T (sans prise en compte du coefficient partiel de sécurité). On montre donc ici que même fissuré en pied, la force de cisaillement reprise par le mur dépasse de 30% l'effort prédit par l'Eurocode sans coefficient



(a) Cycles 2 à 7

(b) Cycles 8 à 13

FIGURE 5.3 – Courbes force-déplacement obtenues pour le mur non renforcé

partiel de sécurité, et ce avec un déplacement horizontal de seulement 600 µm. Si l'on prend en compte le coefficient partiel de sécurité $\gamma_M = 1,7$ dans le calcul réglementaire (soit une force ultime prédite de 2,7T), la différence monte à 66 %.
L'Eurocode sous-estime donc largement les efforts de cisaillement que peuvent reprendre ce type de murs maçonnés.

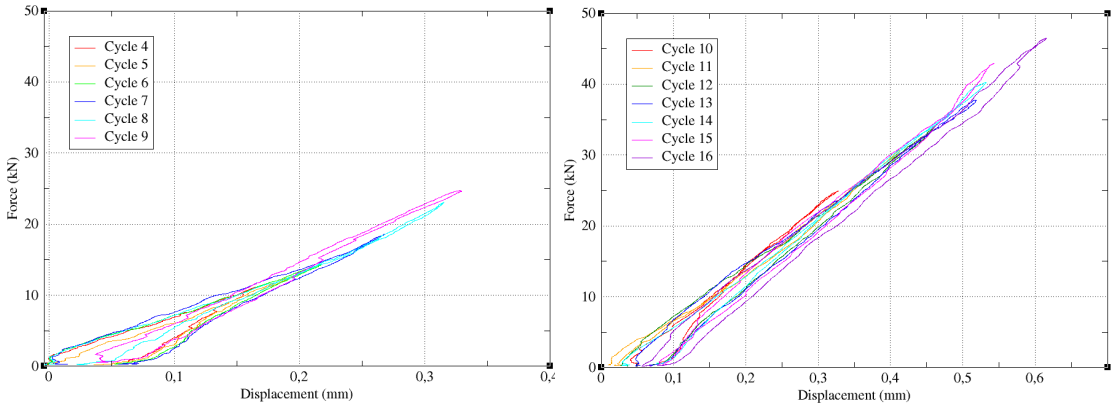
5.2.1.2 Essai n °2

À la suite de l'essai précédent, il a été choisi de renforcer le mur fissuré afin de le tester à nouveau. Le mur est renforcé avec du tissu en fibre de verre collé à l'aide d'une résine époxy au niveau de la fissure observée préalablement (Figure 5.4). Trois couches de tissu sont superposées sur chaque face, en suivant le chemin de fissure.

FIGURE 5.4 – Renforcement du mur

Dans un premier temps la surcharge verticale est maintenue à 47kN, comme pour le premier essai, afin d'estimer l'influence du renforcement sur le comportement du mur. Les cycles, pilotés exclusivement en déplacement, sont menés jusqu'à la capacité maximale du vérin horizontal, à savoir environ 5T. Par la suite, la charge verticale est diminuée, et les cycles

sont de nouveau menés jusqu'à la capacité maximale du vérin. Si le mur n'apparaît toujours pas endommagé, on diminue une nouvelle fois la charge verticale pour renouveler les cycles de chargement horizontal, et ainsi de suite.



(a) Cycles 4 à 9 (b) Cycles 10 à 16

FIGURE 5.5 – Courbes force-déplacement du mur renforcé, pour les cycles avec une surcharge verticale de 47kN

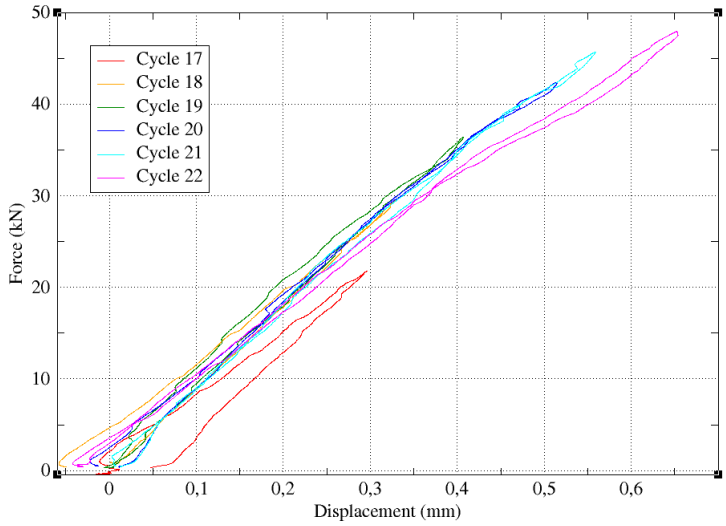


FIGURE 5.6 – Courbes force-déplacement du mur renforcé, pour surcharge de 35 kN

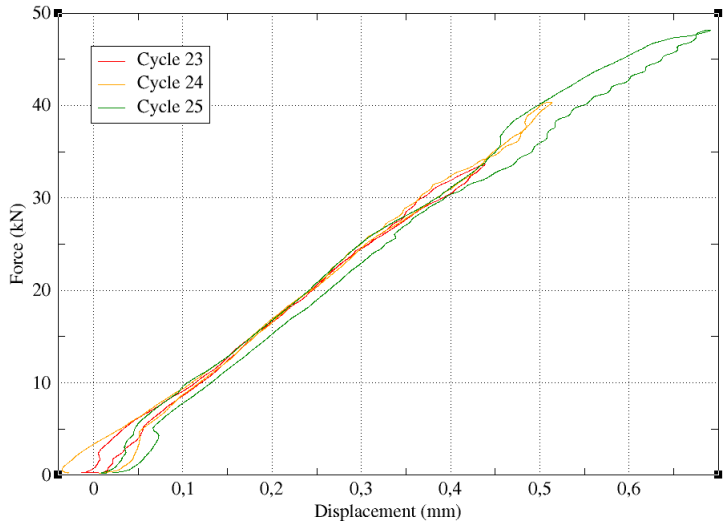


FIGURE 5.7 – Courbes force-déplacement du mur renforcé, pour une surcharge de 26 kN

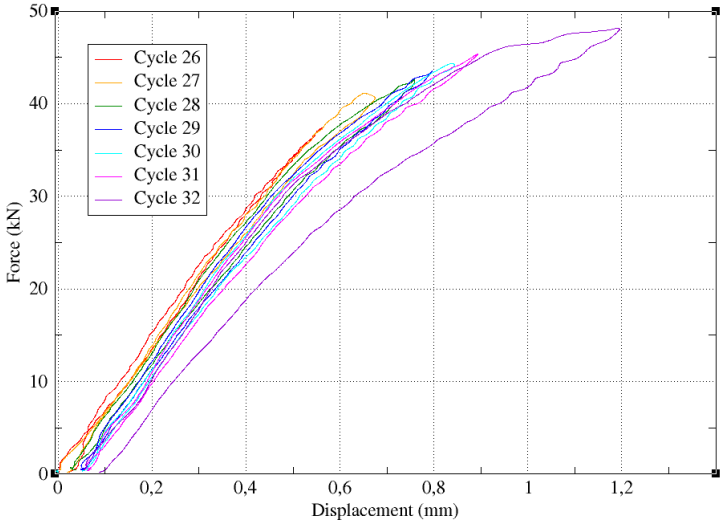


FIGURE 5.8 – Courbes force-déplacement du mur renforcé, pour une surcharge de 19 kN

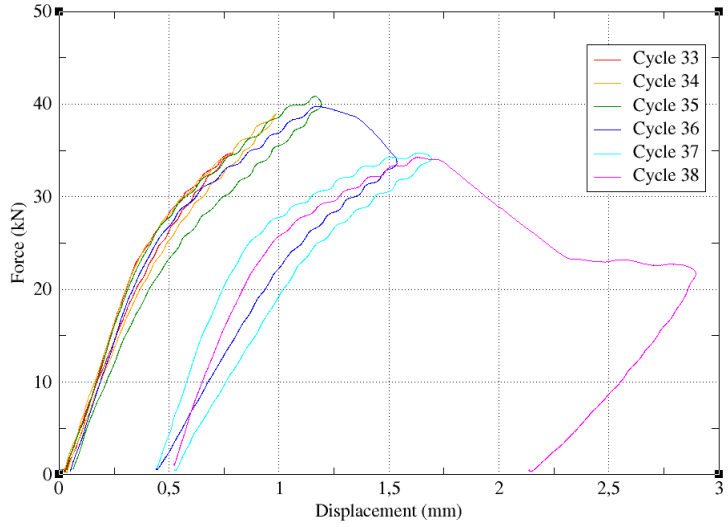


FIGURE 5.9 – Courbes force-déplacement du mur renforcé, pour une surcharge de 10 kN

L'ensemble des cycles sont répertoriés et décrits dans les Figures 5.5 à 5.9, ainsi que dans l'Annexe D.4. Au total, 5 paliers de charge verticale sont testés, et un total de 36 cycles charge-décharge sont menés pour arriver à la rupture.
La comparaison de l'allure des courbes entre les deux essais montre que dans le cas du deuxième essai les boucles d'hystérésis sont quasi-inexistantes. Il n'y donc pas de dissipation d'énergie lors des cycles 4 à 16. Sous une surcharge de 19kN, on commence à noter une non linéarité manifeste, correspondant à une modification de la raideur liée à un endommagement. Cependant, sous cette charge la capacité du vérin est encore insuffisante pour entraîner la rupture.
La rupture du mur survient pour une surcharge verticale de 1T et un effort horizontal de 4T. La rupture est brutale, et correspond à l'apparition soudaine d'une fissure visible à l'oeil nu, se propageant le long des joints horizontaux à mi-hauteur du mur (Figure 5.10).

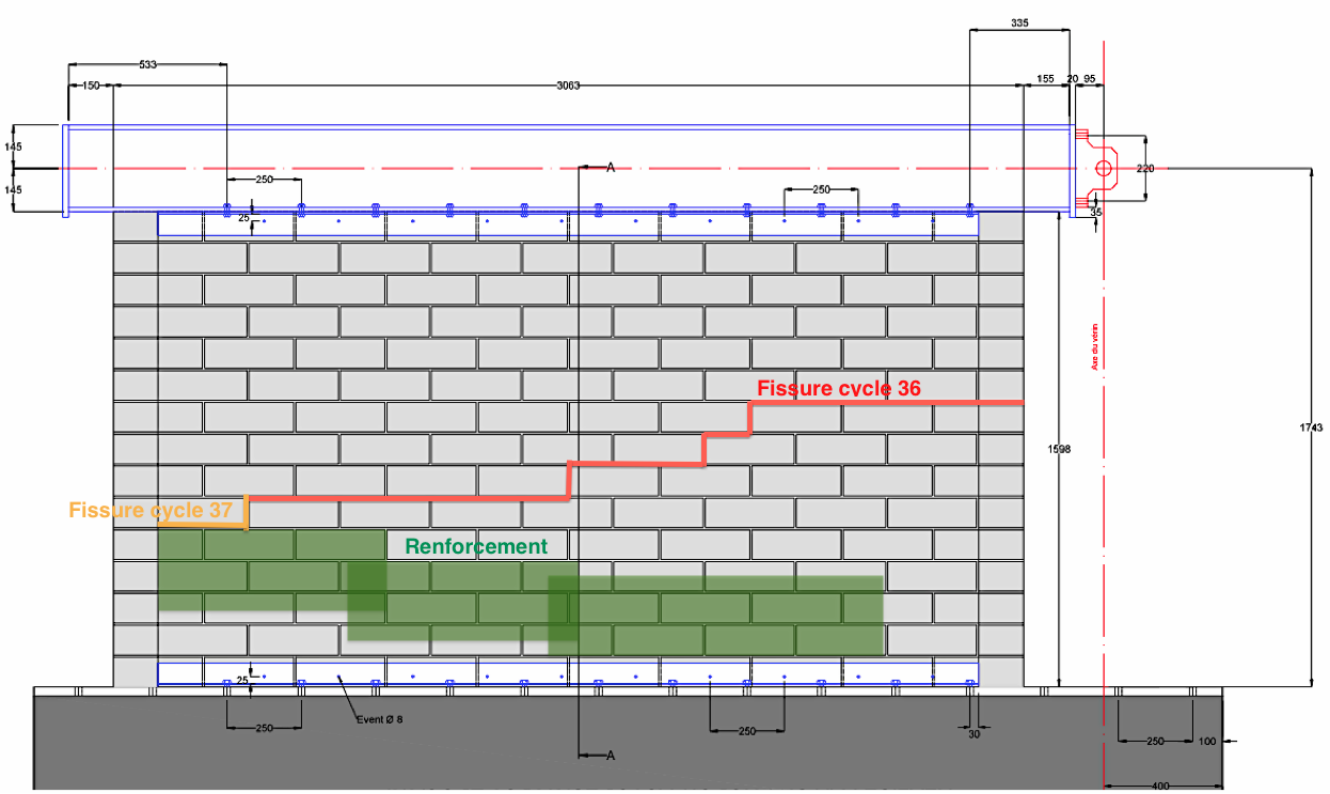


FIGURE 5.10 – Rupture du mur renforcé

Il est intéressant de noter que pour une surcharge de 1T, l'Eurocode 6 donne une résistance en cisaillement de 800 kg dans le cas d'un mur non renforcé. La question délicate à se poser est donc de savoir si le renforcement mis en place augmente la charge ultime du mur, et si oui dans quelles proportions. Il est dans l'immédiat impossible de répondre à cette question sans un essai de référence sur un mur non renforcé.

5.2.2 Modélisation de l'essai

5.2.2.1 Modélisation du mur sous une surcharge de 5T

Le mur est modélisé à l'aide des éléments discrets. Des éléments déformables 2D sont utilisés pour représenter les blocs afin de pouvoir estimer les efforts et déplacements en jeu. Le mortier est modélisé par la loi d'interface cohésive en mode mixte présentée dans le Chapitre 3. Les paramètres cohésifs utilisés sont ceux déterminés expérimentalement à partir

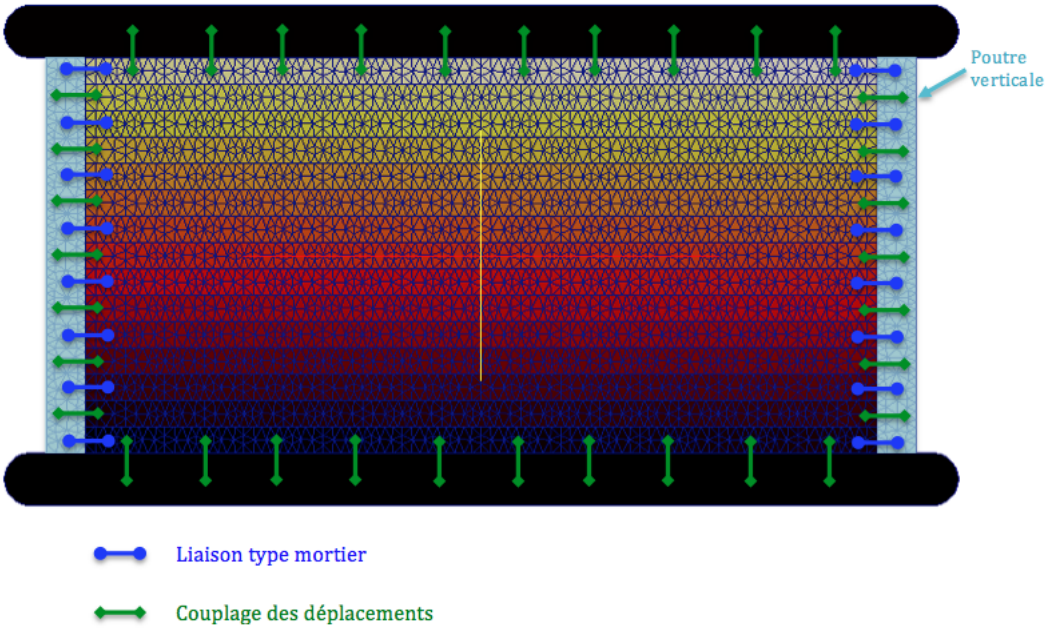


FIGURE 5.11 – Modèle aux éléments discrets de l'essai en cisaillement sur le mur

des tests de traction et de cisaillement purs (Tableau 5.1).

Mode I	Mode II
$\sigma_I^e = 0,042$ MPa	$\sigma_{II}^e = 0,11$ MPa
$K_I^0 = 1,49.10^{11}$ Pa/m	$K_{II}^0 = 5,8.10^{10}$ Pa/m
$J_I^c = 0,793$ J/m^2	$J_{II}^c = 34$ J/m^2
$\delta_I^u = 0,137$ mm	$\delta_{II}^u = 2,51$ mm

TABLEAU 5.1 – Récapitulatif des paramètres des joints à la chaux en modes purs

Le banc de structure et le chevêtre supérieur sont modélisés par des éléments rigides. Tous les déplacements de l'élément rigide en pied sont bloqués, ce qui revient à l'encastrer. La surcharge verticale et le déplacement horizontal sont appliqués à l'élément rigide en tête de mur, représentant la poutre HEA.
Le premier et le dernier lit de briques étant collés au banc d'essai en pied et à la poutre en tête, dans le modèle leurs déplacements sont couplés à ceux des éléments rigides.
Les refends aux extrémités du mur sont représentés par des poutres déformables verticales. Les liaisons avec les blocs adjacents alternent entre une loi cohésive de type mortier si le bloc s'arrête avant le refend, et une liaison couplant les déplacements du refend et du bloc si celui-ci passe à l'intérieur du refend. De cette manière, nous pouvons représenter le harpage aux extrémités latérales du mur.
Les conditions limites décrites ci-dessus sont schématisées dans la Figure 5.11.

La courbe force-déplacement obtenue numériquement est représentée en Figure 5.12. La raideur du mur trouvée est de 600.10^6 N/m, soit plus de six fois la raideur expérimentale. Cependant du fait de la fissuration survenue avant la conduite des cycles, cette valeur ne peut pas être réellement comparée à la raideur expérimentale. Malgré tout, le fait que la raideur numérique soit plus forte que la raideur expérimentale du mur fissuré semble cohérent. En effet notre modèle représente des liaisons parfaites entre les blocs, alors qu'en réalité les phénomènes de retrait au sein du mur pré-endommagent les joints, ce qui résulte en une diminution de la raideur globale par rapport à la raideur théorique.

Numériquement, une charge ultime de 7,7T est obtenue, pour un déplacement d'environ 450 μm. La charge horizontale ultime trouvée via le modèle est donc quasiment deux fois supérieure à la charge prédite par l'Eurocode (malgré le coefficient partiel de sécurité $\gamma_M = 1$). On peut également noter que la forme de la courbe numérique est conforme à ce que l'on attend lors de ce type d'essai.

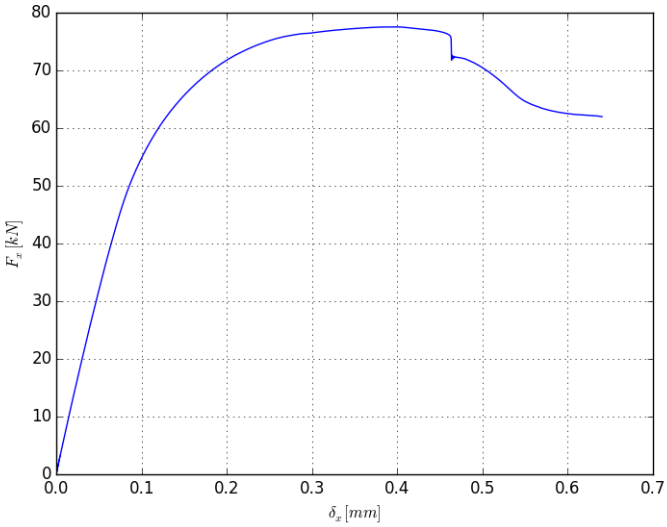
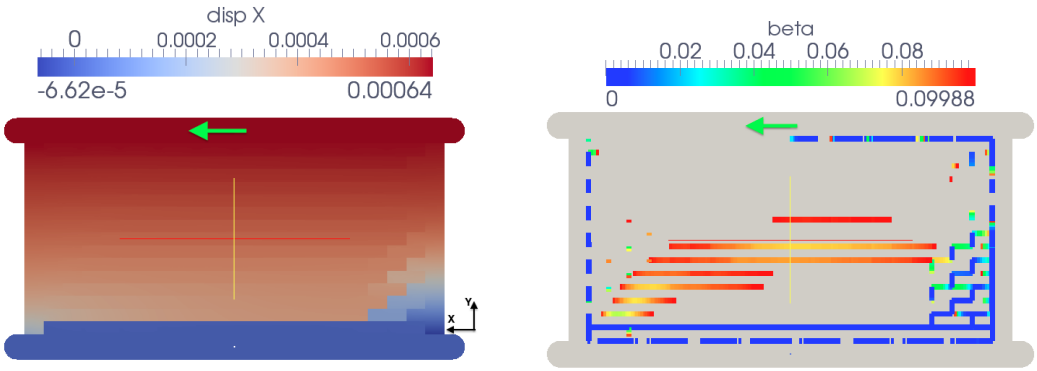


FIGURE 5.12 – Courbe force-déplacement numérique, avec une surcharge de 5T

La modélisation montre une rupture au-dessus du premier lit de brique, et l'ensemble du mur a tendance à glisser au-dessus de la fissure (Figure 5.13a). La Figure 5.13b met en évidence les points de contacts proches de la rupture ($\beta < 0,1$). La propagation de l'endommagement met ainsi en évidence la fissure horizontale en pied, mais également des joints horizontaux proches de la rupture dans la diagonale du mur.



(a) Déplacements suivant x

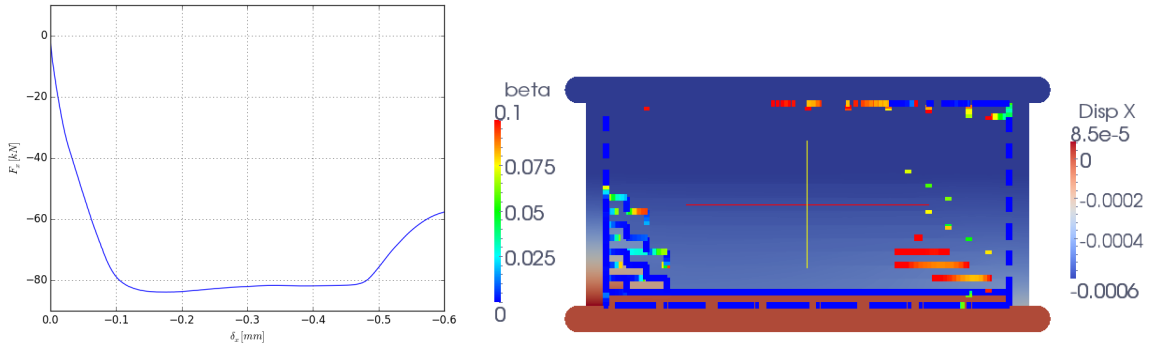
(b) Points de contacts proches de la rupture (variable d'endommagement $\beta < 0.1$)

FIGURE 5.13 – Résultats de la simulation avec une surcharge de 5T

5.2.2.2 Modélisation de la mise en traction du mur

Au cours des cycles de mise en place, le mur a été endommagé lors de la mise en résonance du banc de structure qui a entraîné un effort de traction sur le profilé supérieur. Nous modélisons ici la mise en traction du mur pour comparer l'endommagement donné par le

modèle aux dommages constatés expérimentalement. La description numérique du mur se fait de la même manière que précédemement, à l'exception de l'effort horizontal qui est appliqué dans le sens inverse et avec une vitesse beaucoup plus rapide.



(a) Courbe force-déplacement numérique

(b) Profil d'endommagement ($\beta < 0,1$) et déplacements suivant x

FIGURE 5.14 – Résultats numériques pour la mise en traction du mur

La courbe force-déplacement obtenue est tracée en Figure 5.14a. Le comportement est ici légèrement différent au cas du mur cisaillé, puisque la raideur trouvée est plus importante et la courbe présente un palier avant la rupture.
La force ultime mise en évidence est d'un peu plus de 8T. Expérimentalement, nous avions enregistré une force de 4,5T, mais il est possible que la force réellement subie par le mur ait pu être supérieure à la capacité du dynamomètre. La comparaison est donc difficile.
Le faciès de rupture obtenu par la simulation met en évidence une fissuration très similaire à ce qui s'est produit lors de la mise en traction (Figure 5.2). La fissure en pied part du côté opposé à l'application de la force, au-dessus du 4ème lit de brique, descend en suivant les joints jusqu'au premier lit de briques, puis traverse le mur sur toute sa largeur.

5.2.2.3 Modélisation de l'essai sous une surcharge de 1T

Face au manque de conclusions à tirer de l'essai renforcé, il nous semble intéressant de modéliser le mur sous une surcharge verticale de 1T, afin de comparer le résultat à la charge ultime obtenue expérimentalement.
Le mur est donc modélisé, comme auparavant, en deux dimensions avec des blocs déformables. Les conditions limites et les lois d'interfaces utilisées sont analogues aux précédentes modélisations. Le renforcement n'est pas représenté.

La courbe force-déplacement obtenue via simulation est donnée dans la Figure 5.15. La raideur numérique (560.10^6 N/m) est légèrement plus faible que pour la modélisation avec une surcharge de 5T. Cependant sa valeur reste largement supérieure à la valeur expérimentale.
La charge ultime obtenue est d'environ 3,5T, ce qui est assez proche de la valeur trouvée expérimentalement (4T). Toutefois, les déplacements numériques sont plus faibles que les déplacements expérimentaux : environ 1mm à rupture pour l'essai, contre moins de 400 μm pour le modèle. Si l'on se base sur ces résultats, en supposant que le modèle est valide, le renforcement n'aurait pas considérablement augmenté la charge ultime, mais aurait permis des déplacements plus importants.
On peut aussi noter que d'après le modèle, les déplacements ultimes sont du même ordre de

grandeur, quelle que soit la surcharge.

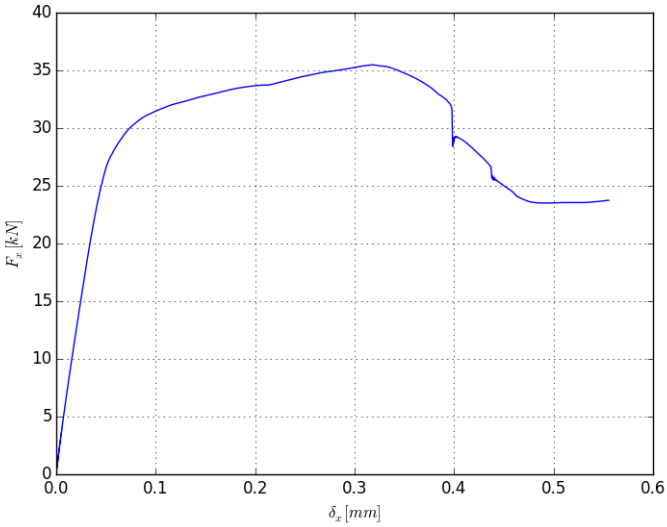
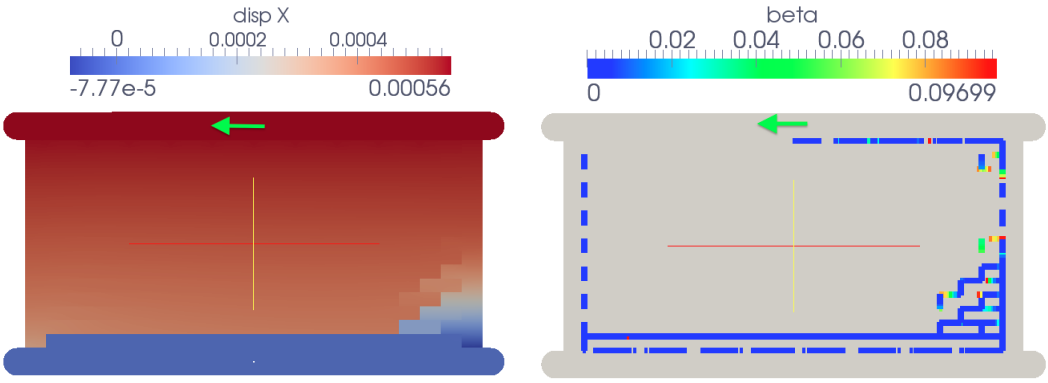


FIGURE 5.15 – Courbe force-déplacement numérique, avec une surcharge de 1T

On remarque que le profil des déplacements (Figure 5.16a) montre une rupture assez similaire au cas de la surcharge verticale de 5T : une fissure se forme au-dessus du premier lit de briques, et le mur a tendance à glisser au-dessus. Mais ici, avec la surcharge de 1T, le profil d'endommagement ne montre pas de propagation au sein du mur et reste concentré sur les premiers lits de briques et au niveau de la liaison avec le refend droit.



(a) Déplacements suivant x

(b) Variables d'endommagement aux points de contact (β = 0 : rompu ; β = 1 : intact)

FIGURE 5.16 – Résultats de la simulation avec une surcharge de 1T

5.2.3 Synthèse

Les essais présentés ne sont malheureusement pas exploitables pour valider numériquement le modèle du fait des incertitudes liées à la fissuration en pied et au renforcement. Le modèle aux éléments discrets donne cependant des charges ultimes qui semblent en accord avec celles obtenues expérimentalement. La forme des courbes force-déplacement sont également cohérentes avec ce que l'on attend à partir de ce type d'essai.

Dans le cas du mur non renforcé, même fissuré en pied, avec une surcharge verticale d'environ 5 T, une charge horizontale de 4,5 T induit un déplacement de 600μm en tête du

mur. L'Eurocode 6 avait donné une résistance de calcul au cisaillement de 3,4 T, sans prendre en compte le coefficient partiel de sécurité γ_M. Le modèle discret donne quant à lui une charge ultime de 7,7T pour un déplacement de 400 μm. Les essais et les résultats de la modélisation montrent donc le caractère extrêmement sécuritaire de l'Eurocode 6.

Dans le cas du mur renforcé, la rupture a lieu avec une surcharge de 1 T, pour un déplacement en tête de plus de 1mm et une force horizontale de 4 T. Cette charge horizontale ultime est bien estimée par le modèle aux éléments discrets en simulant un mur non fissuré, non renforcé. Pour cette surcharge verticale, l'Eurocode estime quant à lui une résistance au cisaillement de 800 kg.
On peut cependant se demander si le renforcement a rendu ou non le mur plus résistant qu'initialement. Les conditions de l'essai ne permettent pas de tirer de conclusions sérieuses quant à la réelle capacité du mur testé. Il est aussi difficile d'affirmer que le renforcement ait eu une influence marquante sur la rupture lors du 2ème test sans avoir un réel essai de référence.

Il reste donc encore à valider le modèle aux éléments discrets de manière rigoureuse. Dans ce but, une seconde campagne expérimentale est envisagée, qui pourra s'appuyer sur l'expérience acquise lors de la première.

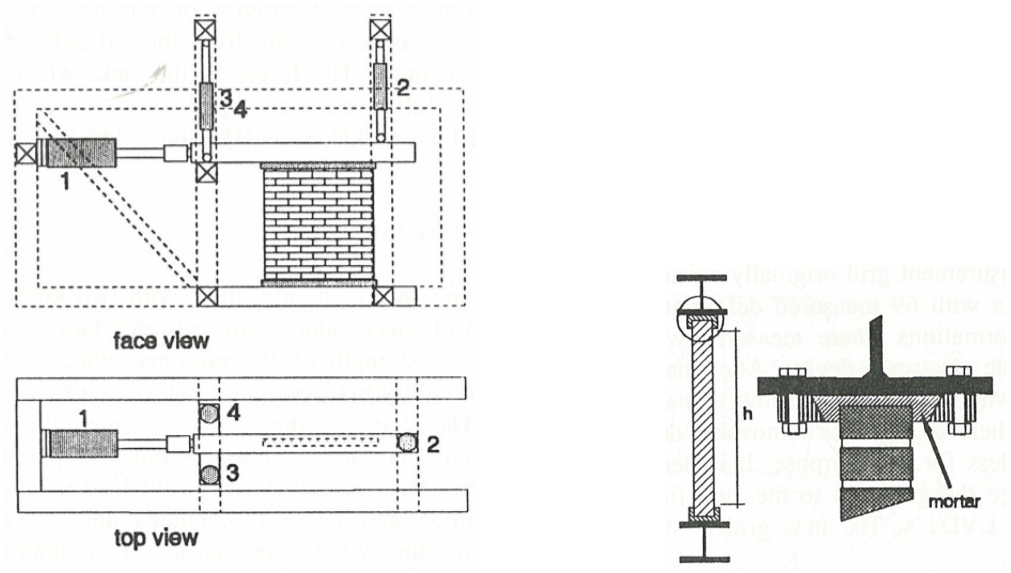
5.3 Essai de Raijmakers & Vermeltfoort

Raijmakers & Vermeltfoort [82; 106; 107] ont mené des essais sur des murs en maçonnerie avec et sans ouverture au début des années 90. Ces murs ont été largement étudiés numériquement dans la littérature, notamment par Lourenço [59] qui a reproduit ces essais numériquement à l'aide d'une micro-modélisation simplifiée.

5.3.1 Présentation de l'essai

Les panneaux maçonnés ont un ratio largeur/hauteur presque égal à un, avec des dimensions de $0,99m \times 1,00m$. Les blocs utilisés sont des briques d'argile pleines (briques Joosten) dont les dimensions sont de $21cm \times 5,2cm \times 10cm$, reliées par une couche de mortier de $1cm$ d'épaisseur. Le mortier est préparé avec des proportions ciment : chaux : sable de 1:2:9.

Le premier et le dernier lit du specimen sont connectés à des poutres métalliques via un mortier haute performance. Le montage est donné dans la Figure 5.17b. La poutre inférieure est considérée comme encastrée et les charges verticale et horizontale sont appliquées via la poutre supérieure.
Trois vérins hydrauliques appliquent la charge verticale à la poutre supérieure (Figure 5.17a). Notons que ce procédé d'application de la force verticale a le défaut de faire jouer l'inertie du profilé métallique supérieur et induit ainsi une application du chargement vertical non uniforme sur la poutre supérieure du mur. Selon les panneaux étudiés, plusieurs charges verticales sont appliquées en tête. Nous étudierons les murs avec et sans ouverture soumis à une surcharge de 0,30 MPa. Lorsque la charge verticale visée est atteinte, la position verticale de la poutre supérieure est gardée constante grâce à un pilotage en déplacement des 3 vérins. La force verticale sera donc variable au cours de l'essai afin de garder la poutre supérieure à sa position.
L'effort de cisaillement est imposé de manière croissante et monotone via le vérin horizontal.



(a) Position des vérins

(b) Connexion du mur à la poutre de chargement

FIGURE 5.17 – Principe du montage de l'essai sur les murs cisaillés, [107]

5.3.1.1 Comportement des murs sans ouverture

La surcharge verticale étant assez faible (0,3 MPa), des fissures horizontales se propagent assez rapidement lors de l'application de la charge horizontale. Ces fissures dues à des contraintes de traction se développent au-dessous du dernier lit de briques à l'opposé du point d'application de la force de cisaillement, et au-dessus du premier lit du côté de l'application de la force (Figure 5.18).
La fissuration diagonale apparaît par la suite d'abord au milieu du panneau. Avec l'augmentation du déplacement horizontal, la fissuration se propage vers les angles du mur (Figure 5.18). Les briques utilisées sont relativement résistantes, de telle sorte que la fissuration se manifeste plutôt le long des joints de mortier.
Les évolutions des forces horizontale et verticale au cours de cet essai sont représentées sur les Figures 5.19a et 5.19b respectivement.

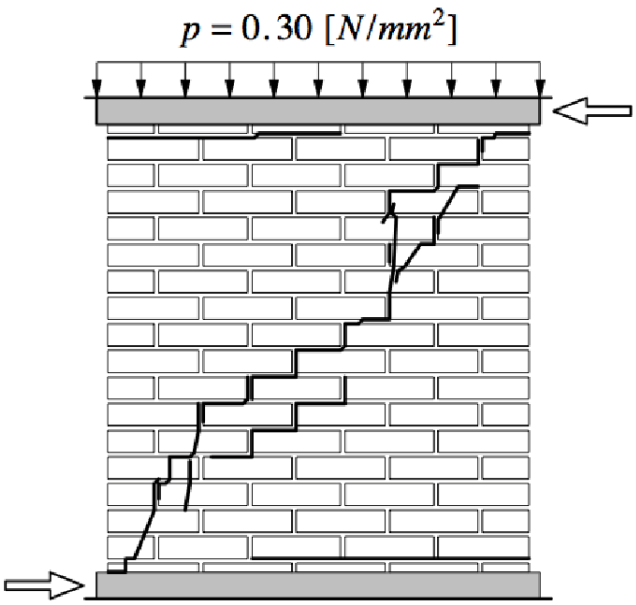
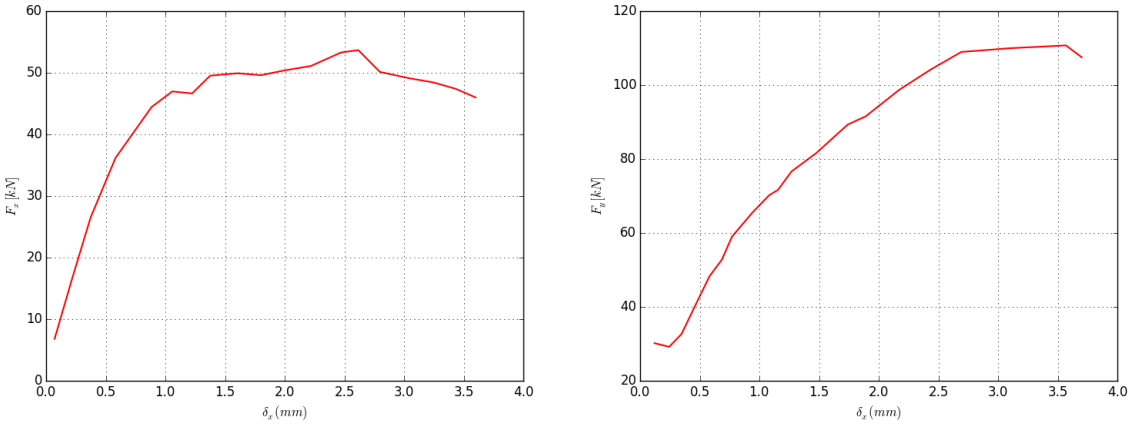


FIGURE 5.18 – Fissuration des murs cisaillés sans ouverture [59]



(a) Évolution de la force horizontale en fonction du déplacement horizontal

(b) Évolution de la force verticale en fonction du déplacement horizontal

FIGURE 5.19 – Courbes expérimentales pour le panneau sans ouverture

5.3.1.2 Comportement des murs avec ouverture

Deux panneaux comportant une ouverture ont été testés avec une surcharge de 0,30 MPa. Le comportement observé par Raijmakers & Vermeltfoort est donné dans la Figure 5.20. Il est semblable pour les deux murs étudiés.
Des fissures en escalier apparaîssent d'abord à partir des angles de l'ouverture. Comme pour le mur plein, rapidement, des fissures horizontales dues à la traction se forment en tête et en pied des trumeaux. Avec l'augmentation de la charge horizontale, une fissure diagonale prédominante se propage, ce qui provoque la fermeture des fissures préalablement ouvertes. Enfin, le mécanisme de rupture se forme avec des écrasements localisés en tête et en pied du mur, ainsi qu'en tête et en pied des trumeaux. Les fissures sur la Figure 5.20(d) restent actives, et le mur se comporte de manière comparable à quatre blocs rigides connectés par

des articulations. Les faciès de rupture sont donnés en Figure 5.20.

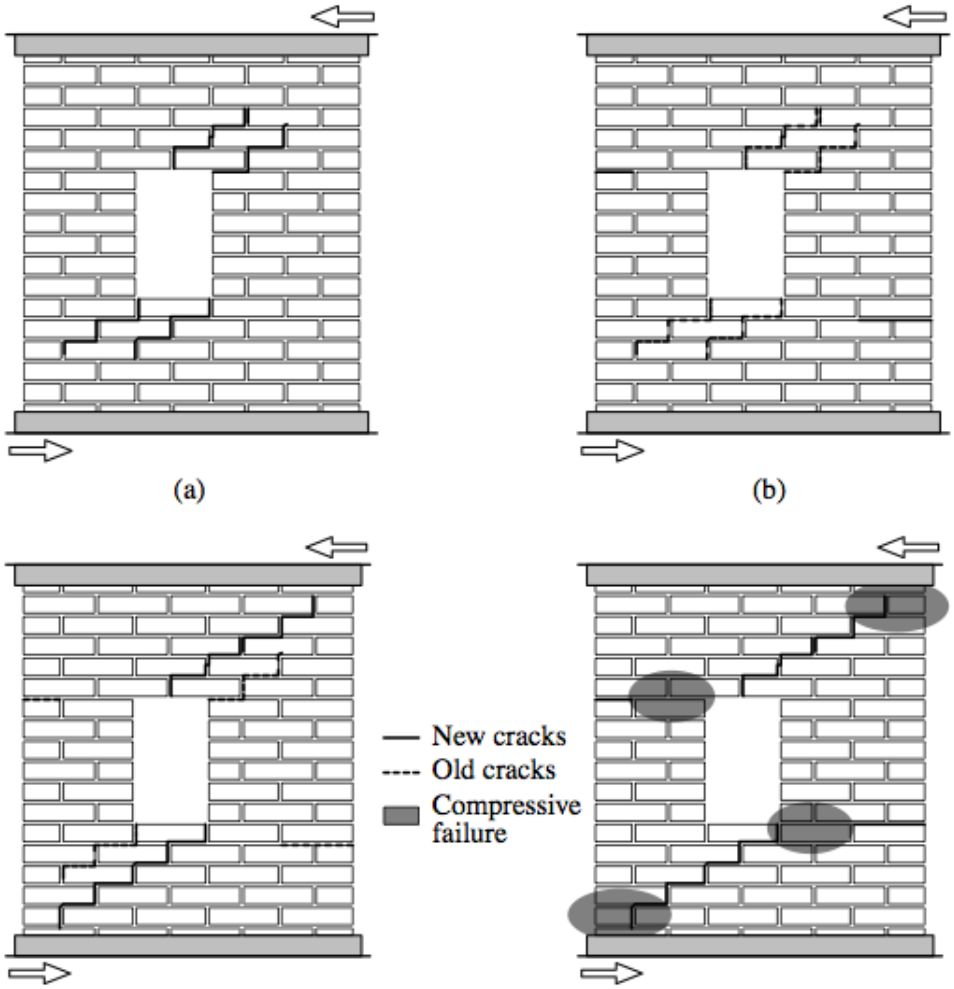


FIGURE 5.20 – Comportement expérimental observé par Raijmakers & Vermeltfoort : (a) Possible initiation des fissures diagonales, (b) Fissure horizontale due à la traction dans le trumeau, (c) Fissures diagonales prédominantes, (d) Mécanisme de rupture avec quatre blocs rigides articulés [59]

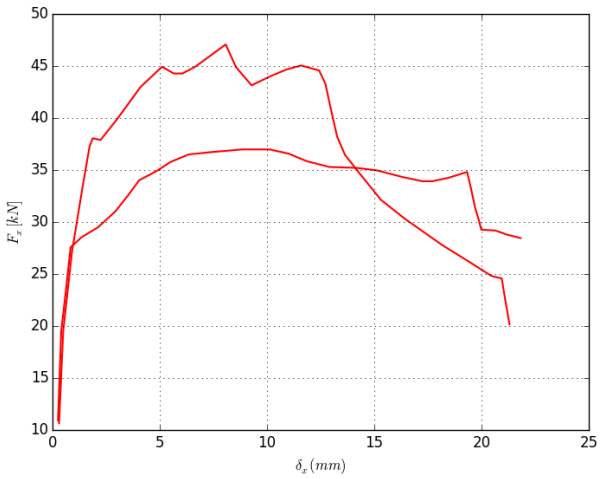


FIGURE 5.21 – Évolution de la force horizontale en fonction du déplacement horizontal des murs avec ouverture

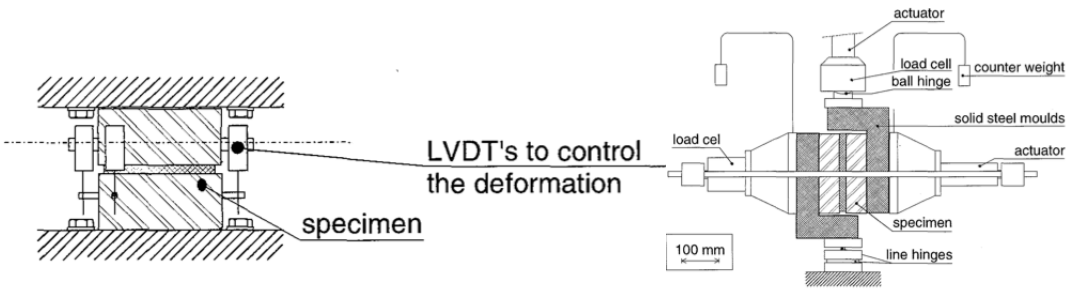
5.3.2 Modélisation de l'essai

5.3.2.1 Paramètres utilisés pour les joints

La définition de la loi d'interaction cohésive nécessite des essais de traction et de cisaillement purs pour qualifier les joints. Van der Pluijm [103] a réalisé ce type d'essai sur la même combinaison que celle utilisée dans les panneaux, à savoir sur des assemblages constitués de brique d'argile de Joosten (wc-JO) et un mortier de proportions ciment : chaux : sable de 1:2:9.

L'essai de qualification de Mode I est présenté en Figure 5.22a. Il est similaire à celui que nous avons décrit lors de notre campagne expérimentale. Il est réalisé sur deux blocs reliés par un joint de mortier. Les blocs sont collés à des plateaux métalliques suffisament rigides qui permettent d'appliquer l'effort de traction à l'éprouvette.
Les paramètres cohésifs obtenus par l'auteur sont résumés dans le Tableau 5.2. Tous les paramètres de Mode I sont donnés par l'auteur, à l'exception des déplacements ultimes que nous avons fixés.

Les données correspondant à la sollicitation de Mode II sont déduites à partir de tests sur des assemblages constitués de deux blocs et un joint de mortier. Le montage est représenté en Figure 5.22b. L'essai est réalisé pour plusieurs niveaux de compression normale aux joints. La résistance maximale pour une contrainte normale nulle σ_{II}^{e} est donnée par l'auteur. L'énergie de rupture de Mode II est obtenue en calculant l'aire sous la courbe au-dessus du palier de frottement, à l'image de la méthode que nous avons proposée précédemment. La valeur de l'énergie de rupture pour une contrainte normale nulle est obtenue en traçant la régression linéaire des énergies de rupture en fonction des compressions normales. Nous imposons uniquement le déplacement ultime de Mode II. L'ensemble des paramètres de Mode II utilisés sont résumés dans le Tableau 5.2.



(a) Essai de traction (Mode I)

(b) Essai de cisaillement (Mode II)

FIGURE 5.22 – Essais de caractérisation des modes I et II, d'après Van der Pluijm [103]

Mode I	Mode II
$\sigma_{I}^{e} = 0,30$ MPa	$\sigma_{II}^{e} = 0,88$ MPa
$J_{I}^{c} = 11,5$ J/m^2	$J_{II}^{c} = 46$ J/m^2
$\delta_{I}^{u} = 0,3$ mm	$\delta_{II}^{u} = 1,5$ mm

TABLEAU 5.2 – Paramètres cohésifs de l'assemblage wc-JO+1:2:9, d'après Van der Pluijm [103]

Lors des essais en cisaillement, Van der Pluijm [103] a également déterminé le coefficient de frottement pour chaque assemblage testé. De manière individuelle, l'assemblage proposé

pour le mur présente un coefficient de frottement de 0,82. Cependant, l'auteur propose également un coefficient de frottement déterminé par une régression linéaire sur l'ensemble des assemblages. En effet, malgré la variété de blocs et mortiers utilisés, le nuage de points paraît suffisamment cohérent pour tracer une régression linéaire. De cette manière, un coefficient de frottement plus faible est trouvé, égal à 0,73.

5.3.2.2 Paramètres utilisés pour les blocs

Des essais de qualification des blocs ont été menés par le même auteur. Des essais de compression sur des briques d'argile Joosten ont mis en évidence une résistance en compression du bloc de 72 MPa, ainsi qu'un module d'élasticité de 16,7 GPa.

Des essais de traction directe sur les blocs ont également été réalisés (Figure 5.23). Ceci nous sera utile si l'on veut définir un plan de rupture intra-bloc. Les paramètres issus de cet essai de Mode I sont reportés dans le Tableau 5.3.

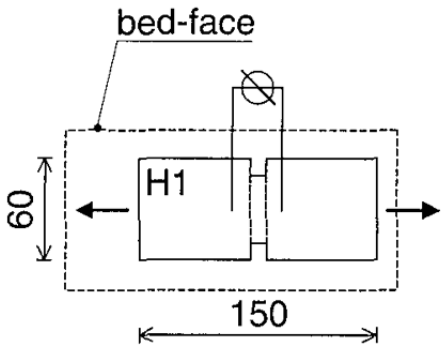


FIGURE 5.23 – Essai de traction directe sur une brique [103]

Mode I
$\sigma_I^e = 2,36$ MPa
$J_I^c = 117$ J/m^2
$\delta_I^u = 0,5$ mm

TABLEAU 5.3 – Paramètres cohésifs d'une brique Joosten soumise à la traction directe, d'après Van der Pluijm [103]

5.3.2.3 Modélisation des conditions aux limites

La modélisation des conditions aux limites est une étape délicate qui conditionne souvent le résultat numérique. Ici, le lit de briques supérieur et le lit inférieur sont en partie enrobés dans un mortier haute performance qui permet la liaison avec les poutres en tête et en pied du mur. Expérimentalement, ces poutres sont plus longues que le panneau de telle sorte que la force horizontale est appliquée à 40cm de l'extrémité du mur. Cette géométrie est respectée dans le modèle numérique.
Dans le montage de l'essai, la poutre supérieure est un HEB300. Nous représenterons une poutre de section rectangulaire en acier dont la hauteur est ajustée pour avoir la même inertie que le profilé. De plus, les vérins appliquent la force verticale au profilé supérieur à ses deux extrémités. Numériquement, nous respecterons l'application des efforts verticaux aux

extrémités de la poutre supérieure comme représenté en Figure 5.24.

Dans la modélisation, les 18 lits de briques sont représentés. Les premier et dernier lits sont liés aux poutres métalliques par une loi cohésive dix fois plus forte que celle attribuée pour le mortier afin de décrire le mortier haute performance qui lie le mur aux poutres supérieure et inférieure. Au sein de ces deux lits, les joints verticaux sont également représentés avec une liaison dix fois plus forte que le mortier utilisé dans le reste du mur.

L'ensemble des conditions limites sont schématisées en Figure 5.24.

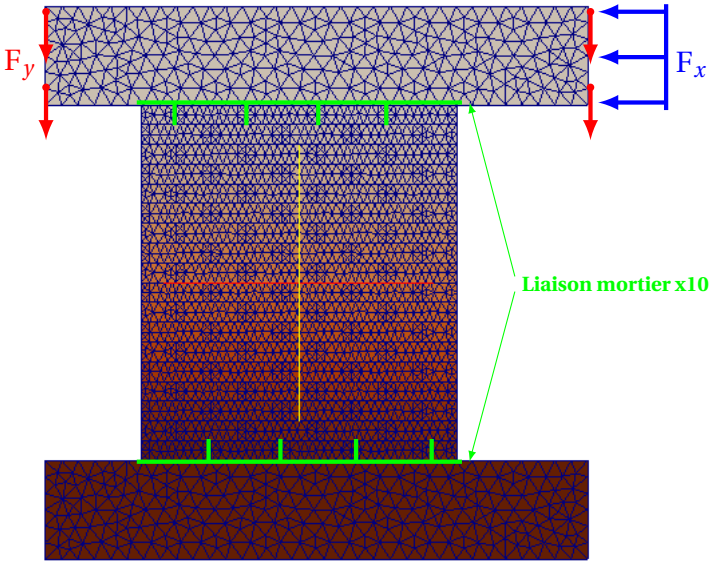


FIGURE 5.24 – Mur de Raijmakers & Vermeltfoort : modèle aux éléments discrets déformables

5.3.2.4 Ajustement du comportement élastique

D'après la courbe expérimentale représentant la force horizontale en fonction du déplacement horizontal du mur plein, une régression linéaire de la partie élastique nous permet de déduire le module élastique expérimental du mur $E_{mur,exp} = 1,71$ GPa.

Avec les modules expérimentaux des blocs et des joints, nous pouvons calculer le module de cisaillement théorique attendu du mur, grâce à la formule :

$$G_{mur,th} = \frac{h}{\frac{n_{lits}\ h_b}{G_b} \frac{(n_{lits}-1)\ h_m}{G_m}} \tag{5.1}$$

où h est la hauteur du mur, n_{lits} représente le nombre de lits de briques, h_b et h_m sont les hauteurs d'un bloc et d'un joint de mortier, et G_b et G_m sont les modules de cisaillement de la brique et du mortier. Le module du mortier est calculé à partir de la raideur obtenue avec le test en cisaillement sur deux blocs. En considérant un matériau isotrope ($\nu = 0,15$), nous obtenons un module élastique théorique approché $E_{mur,th} = 18,3$ GPa.

Nous choisissons ici de considérer des joints d'épaisseur nulle et en conséquence de modéliser des blocs étendus présentant les propriétés homogénéisées précédemment définies $E_{mur,th}$ et $G_{mur,th}$ (Figure 5.25). Ce choix de modélisation permet de maintenir le comportement élastique initial des joints quels que soient la sollicitation ou le niveau d'endommagement de ces derniers. La raideur initiale des joints (d'épaisseur nulle) doit alors être

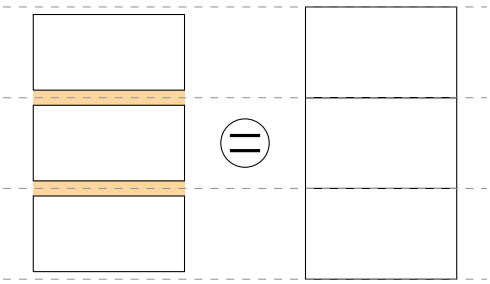
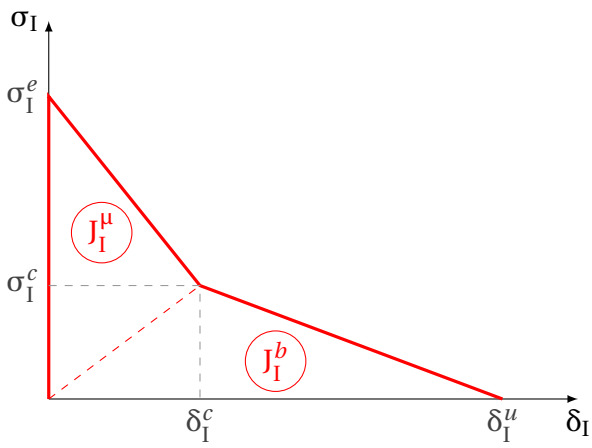
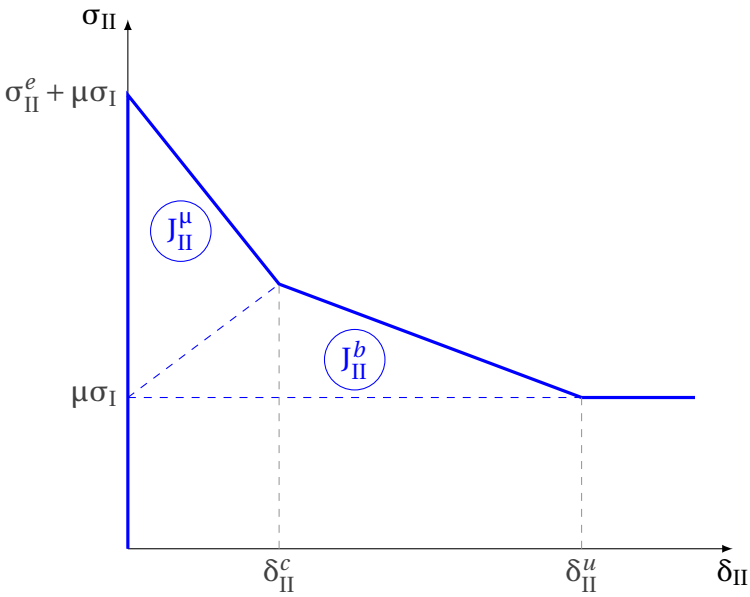


FIGURE 5.25 – Modélisation par des blocs étendus et des joints d'épaisseur nulle

considérée comme infinie, et ce en Mode I comme en Mode II (Figure 5.26).



(a) Loi cohésive du mode pur I ($K_I^0 \to \infty$)



(b) Loi cohésive du mode pur II ($K_{II}^0 \to \infty$)

FIGURE 5.26 – Lois cohésives de modes purs correspondant aux joints de mortier dans la modélisation de l'essai de Raijmakers & Vermeltfoort

Une modélisation du mur avec la raideur théorique $E_{mur,th}$ concentrée dans les blocs donne une courbe force-déplacement dont la raideur est bien supérieure à la raideur expérimentale.
Dans le cadre de la caractérisation du joint de mortier en Mode I, nous avions déjà mis en avant que la raideur expérimentale des assemblages diffère de celle des matériaux pris sé-

parément. Ici, même en considérant la raideur de l'interface obtenue expérimentalement, la raideur initiale simulée du mur est encore largement supérieure à celle constatée expérimentalement. Il semble donc nécessaire de diminuer les propriétés élastiques du joint (et donc du bloc étendu défini précédemment) afin de rendre compte de la raideur initiale expérimentale du mur. Cette dégradation entre les modules théorique et expérimental peut s'expliquer par la différence d'adhérence bloc/mortier entre les échantillons de caractérisation testés et une structure réelle de type mur. La surface réelle de la liaison bloc/mortier est en effet à la fois influencée par la géométrie de l'échantillon, mais aussi par les conditions de mise en œuvre qui varient toutes deux entre une éprouvette d'essai et un mur. On peut aussi pointer les phénomènes de retrait du mortier au sein du mur, qui peuvent être empêchés et ainsi entraîner une préfissuration des joints.

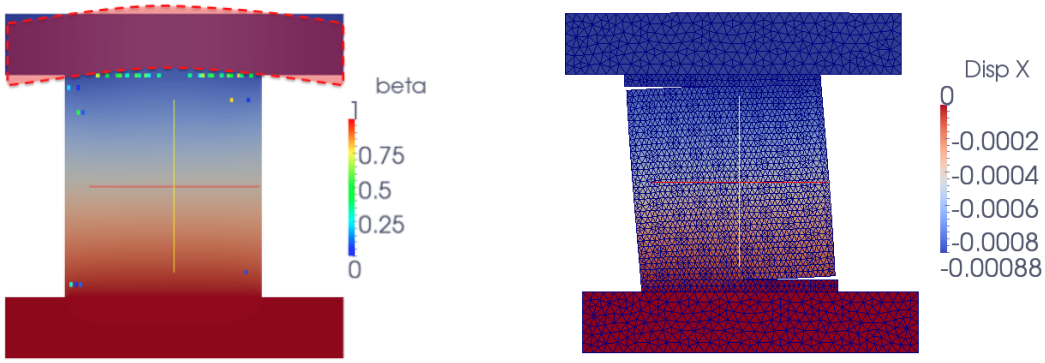
Afin d'ajuster la raideur initiale simulée du mur à celle obtenue expérimentalement, on se permet d'ajuster le module affecté aux briques étendues. Ceci ne se place pas dans une démarche prédictive, cependant nous n'avons à ce stade pas de données suffisantes pour étudier précisément le changement de raideur des joints en fonction de la configuration de l'assemblage.

5.3.3 Résultats numériques - mur sans ouverture

Nous modéliserons dans un premier temps le mur avec des plans de rupture possibles uniquement dans les joints. L'élasticité est concentrée dans les blocs déformables, et le module est ajusté pour correspondre à la courbe expérimentale comme expliqué auparavant. Dans cette configuration, la raideur initiale des interfaces cohésives est donc considérée infinie (joints d'épaisseur nulle). Les paramètres cohésifs des interfaces sont donnés dans le Tableau 5.2. Nous étudierons le modèle avec les deux coefficients de frottement mentionnés ci-avant : $\mu = 0,82$ et $\mu = 0,73$. Les courbes force-déplacement obtenues dans les deux cas sont données dans les Figures 5.28a et 5.29a respectivement. Elles sont accompagnées des faciès de rupture correspondant.

Lors de la mise en charge verticale, quelques points de contact commencent à s'endommager légèrement sous le profilé ainsi que dans certains joints horizontaux au niveau des extrémités du mur, comme indiqué en Figure 5.27a. Ceci est dû à la déformation du profilé supérieur résultant de l'application des efforts verticaux à ses extrémités.

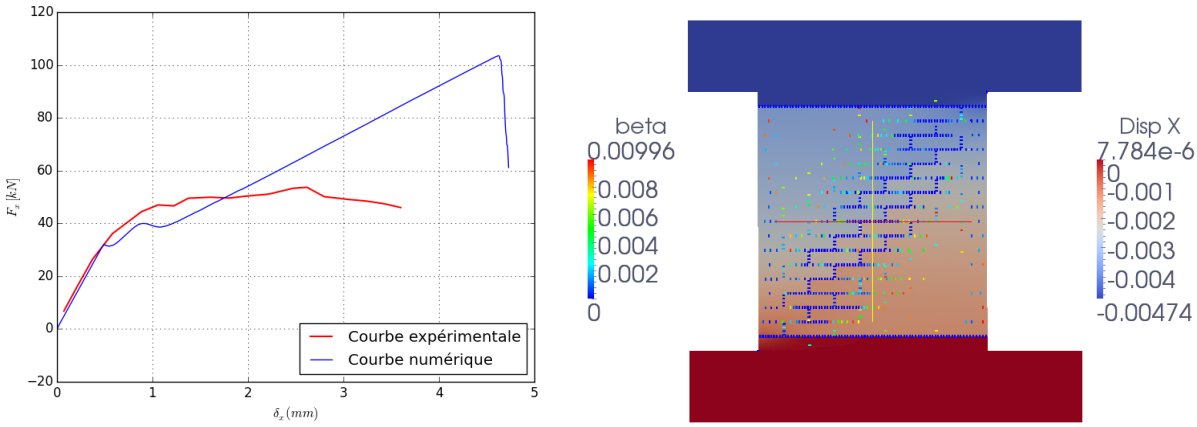
Au début du chargement horizontal, deux fissures horizontales s'ouvrent en haut et en bas du panneau, identiques quel que soit le coefficient de frottement. La déformée amplifiée est donnée en Figure 5.27b et est cohérente avec ce qui est observé lors de l'essai de Raijmakers & Vermeltfoort.



(a) Déformée du profilé supérieur lors du chargement vertical

(b) Déformée du mur plein au début du chargement horizontal

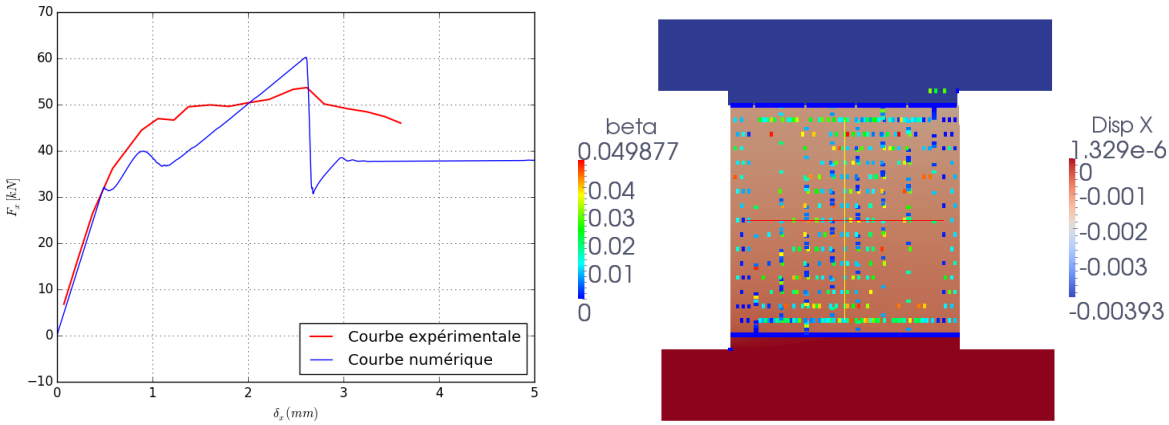
FIGURE 5.27 – Déformations observées lors des mises en charges successives



(a) Courbes force-déplacement expérimentale et numérique

(b) Faciès de rupture

FIGURE 5.28 – Résultats numériques de la simulation, avec $\mu = 0,82$



(a) Courbes force-déplacement expérimentale et numérique

(b) Faciès de rupture

FIGURE 5.29 – Résultats numériques de la simulation, avec $\mu = 0,73$

Dans le premier cas, avec un coefficient de frottement égal à 0,82, le début de la courbe est bien approchée, mais la force ultime est surestimée. On ne capte pas non plus la forme convexe de la courbe expérimentale, contrairement aux simulations que l'on a pu faire auparavant sur le mur en cisaillement réalisé par nos soins. On peut en effet noter une augmentation de la force horizontale suivant un régime linéaire intervenant après un déplacement horizontal de 1mm. Ce régime linéaire est symptomatique d'un régime élastique et sous-entend donc que l'endommagement ne doit pas évoluer significativement pendant cette phase. La chute suivant l'atteinte de la force ultime correspond à la propagation de la fissure horizontale en tête qui finit par traverser l'intégralité du lit horizontal.
Le faciès de rupture est cependant bien reproduit. La Figure 5.28b montre les points de contacts proches de la rupture (*ie.* proches de zéro) et met en évidence une fissuration dans la diagonale du panneau, similaire à celle observée expérimentalement.

Avec le deuxième coefficient de frottement $\mu = 0,73$, la courbe force-déplacement obtenue avant le déplacement horizontal de 1mm est identique au cas précédent (avec $\mu = 0,82$) et approche donc bien la courbe expérimentale. Au-delà, on retouve un régime linéaire analogue à celui observé dans la simulation précédente ($\mu = 0,82$). L'amplitude de ce régime linéaire est cependant moins importante et la force ultime est donc mieux estimée. Après avoir atteint le pic, la force chute subitement. Ce comportement correspond à la fin de la propagation de la fissure horizontale en tête, qui finit par traverser toute la largeur du mur. Le palier apparaîssant après la chute de force correspond au glissement du dernier lit de briques au-dessus du reste du mur.
Le profil d'endommagement donné en Figure 5.29b ne met pas en évidence de fissure de manière claire, même si l'endommagement se place surtout dans la diagonale du panneau.

Les régimes linéaires observés dans les deux simulations semblent donc être symptomatiques d'une phase de chargement durant laquelle l'endommagement n'évolue pas de manière significative.
Si l'on considère un panneau cisaillé comme en Figure 5.30, des fissures se propagent généralement en partant des coins supérieur et inférieur opposés. Ces fissures réduisent la surface résistante du panneau à l'aire hachurée sur la Figure 5.30.

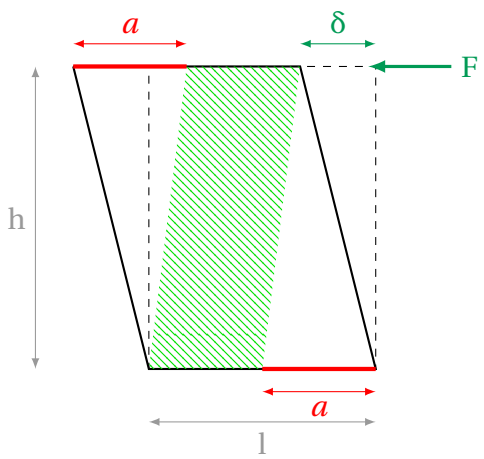


FIGURE 5.30 – Fissuration et section résistante d'un mur cisaillé

Si l'on exprime la contrainte de cisaillement τ sur le mur non fissuré :

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{G}{h}.\delta \; avec \; \tau = \frac{F}{l.b} \\ \Rightarrow F &= \frac{G.l.b}{h}\delta = K_{II}^{0}.\delta \end{aligned} \tag{5.2}$$

où h, b et l sont respectivement la hauteur, l'épaisseur et la largeur du mur (avec l=0,99 m), G est le module de cisaillement du mur, et K_{II}^{0} représente la raideur initiale du mur.

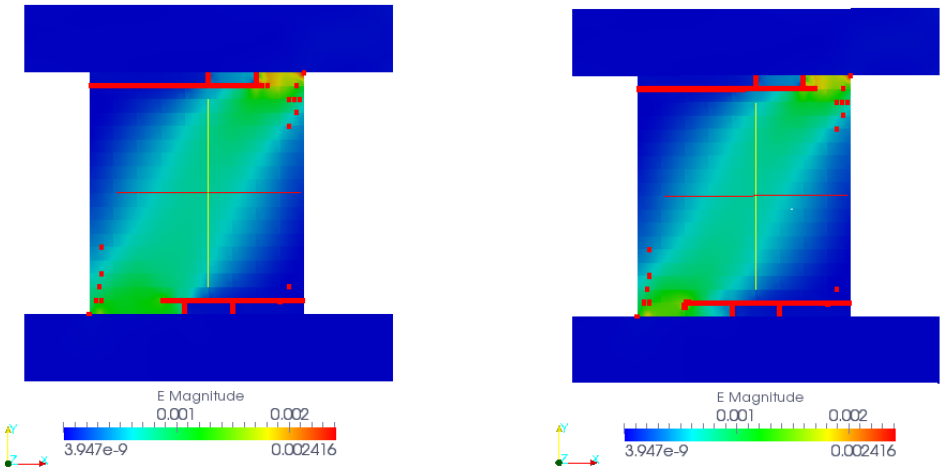
Si l'on exprime à présent la contrainte de cisaillement τ^* du mur cisaillé, fissuré en tête et en pied de telle sorte que sa surface résistante est réduite, on obtient :

$$F = \frac{G(l-a)b}{h}\delta = K_{II}^{*}\delta \tag{5.3}$$

où a est la longueur des fissures, et K_{II}^{*} est la raideur du mur après fissuration.

On peut alors écrire le rapport entre les raideurs K_{II}^{0} et K_{II}^{*} :

$$\frac{K_{II}^{*}}{K_{II}^{0}} = \frac{l-a}{l} \tag{5.4}$$



(a) $\mu = 0,82$ (b) $\mu = 0,73$

FIGURE 5.31 – Endommagement ($\beta \simeq 0$ en rouge) et déformations moyennes des panneaux au début du régime linéaire

La Figure 5.31 donne le profil de fissuration (interface pour lesquelle $\beta \simeq 0$) et la moyenne des déformations des blocs au début du régime linéaire, pour les deux coefficients de frottement. La moyenne des déformations met bien en valeur la portion du panneau sollicitée, à l'image de la zone hachurée de la Figure 5.30. Pour les deux coefficients, la fissure horizontale due à la traction s'étend à peu près sur les trois quarts de la largeur du mur, mais est légèrement plus longue pour $\mu = 0,73$.
Dans le cas où $\mu = 0,82$, une régression linéaire du début de la courbe force-déplacement (Figure 5.28a) donne une raideur initiale du mur $K_{II}^{0} = 65,55.10^{9}$ Pa/m. En réalisant une deuxième régression sur le second régime linéaire, on trouve une raideur $K_{II}^{*} = 18,85$ Pa/m pour le mur fissuré. D'après les deux valeurs précédentes, l'équation (5.4) donne alors une longueur de fissure $a = 0,70$ m, ce qui est très cohérent avec la Figure 5.31a.
De la même façon, pour $\mu = 0,73$, la courbe force-déplacement donne les raideurs $K_{II}^{0} =$

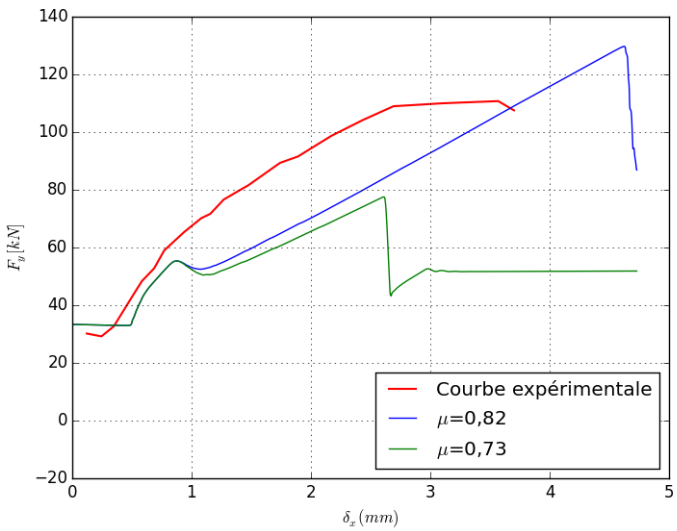


FIGURE 5.32 – Évolution de l'effort vertical en fonction du déplacement horizontal

$65,55.10^9$ Pa/m et $K_{II}^* = 16,54.10^9$ Pa/m. La longueur des fissures alors obtenue est $a = 0,74$ m, qui est plus longue qu'avec le coefficient de frottement plus fort, conformément à la Figure 5.31.

La simulation numérique montre donc effectivement un second régime élastique après une première phase d'endommagement/fissuration. La principale question est alors de comprendre pourquoi l'endommagement simulé ne parvient plus à évoluer pendant cette phase. La clé du problème réside sans doute dans l'endommagement lié au Mode II et notamment dans la séparation approximative proposée entre la loi cohésive et le comportement de frottement.

En effet, nous admettons actuellement un palier de frottement sous la courbe force-déplacement comme représenté en Figure 5.26, en séparant explicitement la participation du frottement et de la cohésion. Il faut alors "vaincre" le frottement avant d'activer la cohésion. De plus, on peut constater à partir de la Figure 5.32 que la phase linéaire précédemment observée est associée à une augmentation significative de la force verticale, et ce pour les deux simulations réalisées. Cette augmentation de la force verticale entraîne en conséquence une augmentation du palier de frottement $\mu\sigma_I$, dont l'intensité correspond approximativement à celle de la force horizontale F_x. Ainsi, la force horizontale F_x est insuffisante pour entraîner un accroissement de l'endommagement en Mode II des joints horizontaux (les contraintes de cisaillement au niveau des joints étant inférieures aux contraintes seuils définies par la loi cohésive de Mode II).
Notons que ce type de comportement n'a pas été observé dans la simulation du mur à l'échelle 1/2 (Section 5.2), où l'allure de la réponse simulée ($F_x - \delta_x$) était cohérente avec celle attendue expérimentalement. Toutefois, les conditions aux limites du mur à l'échelle 1/2 étaient différentes de celles de la présente simulation dans la mesure où le chargement vertical était imposé, mais les déplacements verticaux de la poutre supérieure laissés libres. Ainsi, dans le mur à l'échelle 1/2 la contrainte verticale moyenne dans les joints restait approximativement constante et entraînait en conséquence un palier de frottement d'intensité constante permettant de solliciter la partie cohésive de la loi de Mode II avec l'augmentation du chargement horizontal. L'endommagement de Mode II semblait donc correctement activé dans ce cas.
Ainsi, lorsque la sollicitation normale aux joints reste approximativement constante, le com-

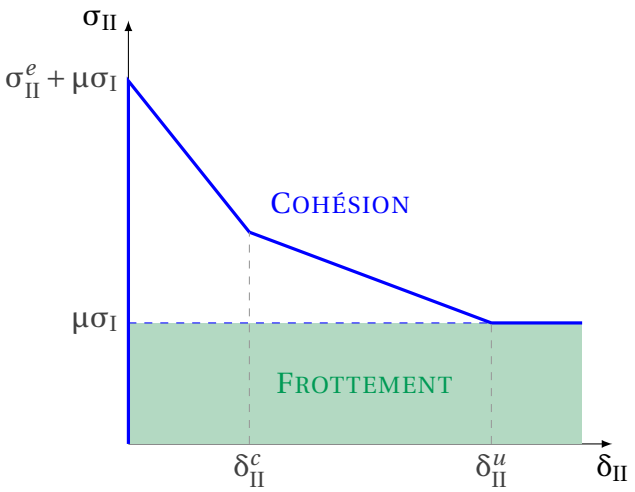
portement simulé montre une cohérence vis-à-vis du comportement attendu expérimentalement, mais, lorsque la contrainte normale évolue fortement au cours de l'essai (comme c'est le cas avec Raijmakers & Vermeltfoort [82]), la réponse simulée diverge de celle attendue expérimentalement. Cette sensibilité de la loi de Mode II vis-à-vis de la contrainte normale au joint semble indiquer une incohérence dans la séparation proposée entre le comportement cohésif et le comportement frictionnel. En effet, le couplage entre la cohésion et le frottement est sans doute beaucoup plus complexe que la simple séparation proposée sur la base du coefficient de frottement μ. D'autre part, l'évolution des raideurs en fonction de l'endommagement et du comportement frictionnel est aussi très certainement plus sophistiquée que celle proposée.

L'essai sur triplet que nous avons proposé et le dépouillement associé permettent d'estimer la forme de la loi cohésive utilisée, mais ne sont pas suffisants pour déterminer l'évolution de la raideur du joint en fonction de l'endommagement et de la contrainte normale appliquée au joint. Des essais sur triplets intégrant des cycles de charge/décharge devraient être envisagés afin d'identifier l'évolution des raideurs en fonction de l'endommagement et du niveau de contrainte normale. Cette étude future du comportement de Mode II devrait permettre de préciser le couplage entre comportement cohésif et comportement frictionnel du joint et ainsi mieux gérer la simulation du comportement des maçonneries dans le cas de fortes variations des sollicitations verticales.

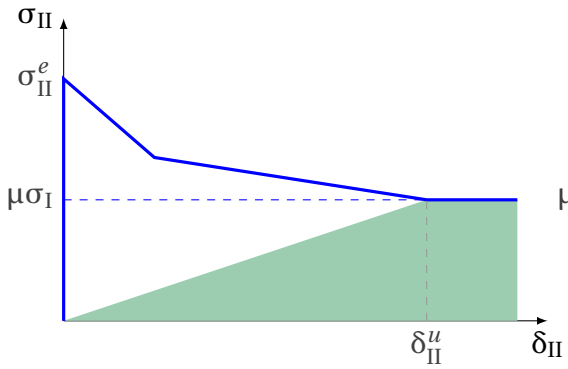
Il est intéressant de souligner que Monerie [67] avait déjà proposé une solution dans LMGC90 pour ne pas dissiper d'énergie par frottement avant le début de l'endommagement, dans le cadre du modèle RCCM présenté dans le Chapitre 3. Il a ainsi proposé d'introduire un coefficient de frottement variable μ_β fonction du niveau d'endommagement, à l'aide d'une fonction $f(\beta)$ tel que :

$$\mu_\beta = \mu f(\beta), \; où \; f(\beta) = 1 - \beta^n \tag{5.5}$$

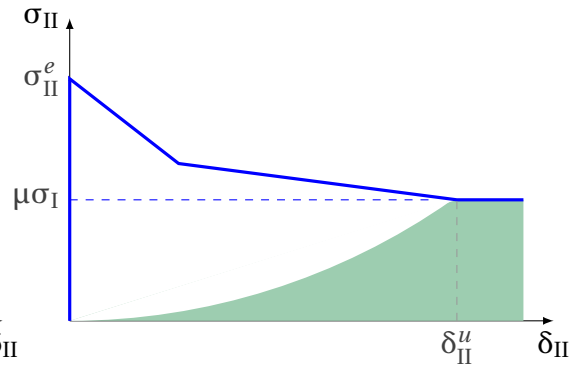
Le coefficient de frottement variable μ_β vaut donc bien μ si l'interface est rompue ($\beta = 0$) et est nul si l'interface est vierge ($\beta = 1$). L'exposant n permet de gérer la forme de l'évolution du frottement en fonction de la variable d'endommagement. Si $n = 1$, l'évolution est linéaire (Figure 5.33b), tandis qu'avec $n > 1$ la forme sera polynômiale (Figure 5.33c).



(a) Frottement initié avant le comportement cohésif



(b) Frottement variable $f(\beta) = 1 - \beta$



(c) Frottement variable $f(\beta) = (1 - \beta)^2$

FIGURE 5.33 – Prises en compte du frottement en Mode II disponibles dans le logiciel LMGC90

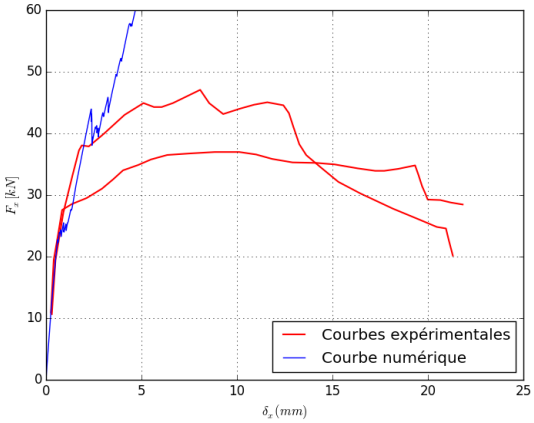
Cette prise en compte du Mode II n'a cependant pas été étudiée ici, car nous manquons de données expérimentales pouvant nous renseigner sur la forme de l'évolution du coefficient de frottement en fonction de la variable d'endommagement β. De plus, l'exploitation des essais de Mode II n'a pas été faite dans ce sens, ce qui pourrait fausser les résultats. Enfin, l'évolution des raideurs en fonction de l'endommagement et du niveau de contrainte normale mérite d'être précisément vérifiée.

Au-delà d'un manque de précision dans la représentation du Mode II souligné ci-dessus, il est possible que les valeurs de force trouvées soit influencées par le fait que l'on ne permet pas de rupture au sein de la brique. Lourenço [59] avait notamment pris en compte un plan de rupture au sein de la brique puisque certaines fissures s'y propagent également lors de l'essai. Par conséquent nous proposons de modéliser à présent des demies briques reliées par une loi d'interface qui n'admet qu'une rupture en traction. Ses paramètres sont déduits d'un essai en traction directe sur brique [103] et sont donnés dans le Tableau 5.3.

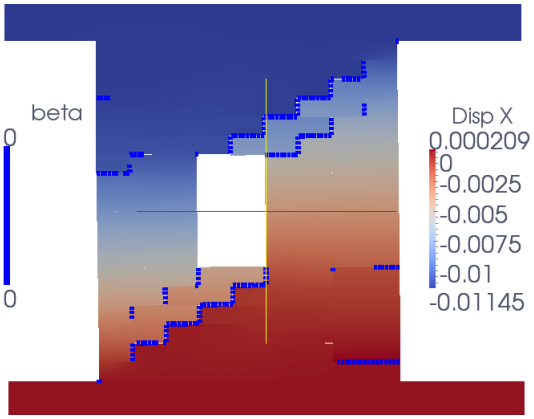
Le comportement global montre un endommagement plus diffus dans la maçonnerie, sans chemin de fissuration marqué et ce pour les deux coefficients de frottement. Les forces ultimes sont plus faibles que lors des simulations en briques pleines car le régime de reprise de force est ici moins marqué mais subsiste toujours.

5.3.4 Résultats numériques - mur avec ouverture

Nous analysons à présent l'essai sur le mur comportant une ouverture. Nous représentons le mur par des blocs déformables séparés par des plans de rupture représentant les joints de mortier. Les paramètres cohésifs attribués à l'interface sont les mêmes que précédemment (Tableau 5.2). Le coefficient de frottement $\mu = 0,73$ est choisi, puisque c'est avec celui-ci que la réponse numérique s'approche le plus de la réponse expérimentale dans le cas du mur plein. Les plans de rupture intra-briques ne sont pas représentés.



(a) Courbes force-déplacement expérimentale et numérique



(b) Faciès de rupture

FIGURE 5.34 – Résultats numériques de la simulation sur un mur avec ouverture

La Figure 5.34a compare les courbes force-déplacement expérimentales à la courbe force-déplacement obtenue numériquement. La phase élastique est bien approchée, et on observe un pic approchant la force ultime de l'une des courbes expérimentales, mais pour un déplacement beaucoup plus faible que lors de l'essai. Il s'ensuit une reprise en force s'apparentant une nouvelle fois à un régime linéaire. Les raisons de ce second régime linéaire, dans lequel l'endommagement n'évolue pas ou très peu, sont les mêmes que dans le cas du mur sans ouverture (problème potentiel de la loi de Mode II). Cette explication est étayée par l'augmentation progressive de la force verticale, comme le montre la Figure 5.35.

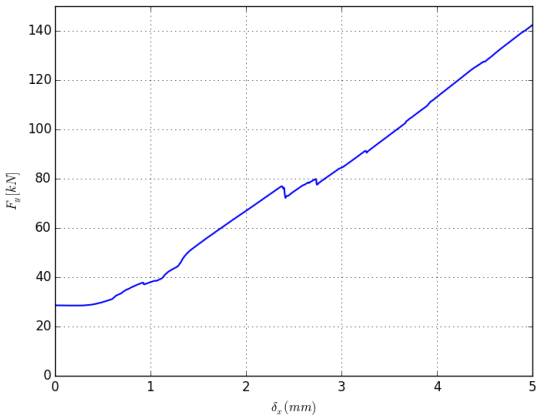


FIGURE 5.35 – Évolution de l'effort vertical en fonction du déplacement horizontal, mur avec ouverture

Notons qu'en dépit du fait que la simulation ne parvienne pas à capturer l'allure des courbes force-déplacement expérimentales, le processus de rupture est entièrement cohérent. La Figure 5.34b présente la fissuration observée en fin de simulation, autrement dit, les points de contacts pour lesquels la variable d'endommagement vaut zéro. On retrouve clairement la fissuration diagonale, mise en évidence dans l'essai (Figure 5.20), ainsi que des fissures horizontales dues à la traction dans les trumeaux.

5.4 Conclusions

Ce chapitre avait pour but de discuter de la validité du modèle proposé. Il a donc été testé par rapport à deux essais en cisaillement sur des murs, présentant des conditions aux limites différentes. L'ensemble des paramètres d'entrée définissant la loi cohésive caractérisant les joints de mortier est tiré d'essais réalisés sur de petits assemblages.

Les différents modèles réalisés ont validé le modèle d'un point de vue qualitatif (fissuration, faciès de rupture), mais nous ont aussi amené à nous interroger sur les futurs développements à mener afin d'être plus efficace d'un point de vue quantitatif (estimation des forces en jeu).

À propos du comportement élastique, il semble difficile de l'évaluer de manière prédictive, sur la base d'essais sur les matériaux ou à partir des essais de caractérisation des joints en modes I et II. On peut se demander si la raideur de l'interface obtenue sur des joints mis en œuvre dans de petits assemblages est la même que dans un ouvrage tel qu'un mur. En effet, outre une mise en œuvre et une géométrie différentes, les phénomènes de retrait sont plus importants dans un panneau que sur de petits assemblages. De plus amples études sont à mener pour déterminer l'influence de ces paramètres et de la taille de l'ouvrage sur le comportement élastique d'une structure.

De manière générale, le modèle proposé donne des faciès de rupture cohérents avec l'expérimental. La fissuration est bien reproduite, et les mécanismes obtenus sont réalistes.

L'estimation des forces en jeu semble quant à elle plus délicate. Les simulations semblent correctes dans le cas où la contrainte verticale reste approximativement constante au cours de l'essai, tandis que les résultats obtenus dans le cas où la contrainte verticale évolue significativement divergent fortement des réponses expérimentales. Ce constat nous a permis d'identifier un problème potentiel lié à la loi cohésive de Mode II et en particulier à la séparation approximative proposée entre comportement cohésif et palier de frottement. Ceci suggère qu'il faut réévaluer la description de la contribution du frottement dans le modèle. Il est pour l'instant pris en compte de manière distincte par rapport à la contribution de la cohésion, alors qu'en réalité ces deux phénomènes sont vraisemblablement liés. Une étude plus approfondie de l'influence du frottement est donc nécessaire. Cette étude doit passer par une nouvelle campagne expérimentale et la proposition d'un nouveau protocole de dépouillement des essais, prenant en considération les contributions simultanées de la cohésion et du frottement.

Conclusion générale et perspectives

L'étude des ouvrages en maçonnerie mérite l'attention des chercheurs pour de nombreuses raisons. Tout d'abord il convient de mieux comprendre le comportement des maçonneries et d'optimiser leur dimensionnement qui est encore entravé par de gros coefficients de sécurité, directement liés à la méconnaissance du comportement mécanique de ce mode constructif. Ensuite, une grande partie de notre patrimoine étant construit en maçonnerie, ces travaux se placent dans une démarche de conservation et de réhabilitation du patrimoine. Enfin, la compréhension des ouvrages maçonnés pourrait permettre de favoriser l'utilisation de matériaux naturels dans les projets de conception.
La revalorisation de la maçonnerie en pierre naturelle dans l'ingénierie passe donc par un effort de recherche concernant la caractérisation du comportement de ce type de structure, et par le développement d'outils numériques dédiés aux maçonneries et destinés aux bureaux d'études.

L'objectif de cette thèse était de développer un outil de calcul permettant la modélisation des structures maçonnées en pierre. Notre préférence s'est tournée vers la méthode aux éléments discrets, encline à représenter le caractère cristallin de la maçonnerie, alors considérée comme une structure plutôt que comme un matériau à part entière. Plus particulièrement, la méthode *Non Smooth Contact Dynamics* introduit une approche de dynamique non régulière qui permet d'admettre des sauts de vitesse ou des lois à seuil.
La stratégie de modélisation adoptée ici repose sur une représentation mésoscopique de la structure, dans laquelle les joints et les interfaces blocs/mortier sont regroupés en une unique interface moyenne.

Une attention particulière a été donnée aux maçonneries comprenant des joints de mortier et plus spécifiquement à la représentation de leur comportement quasi-fragile. Une loi d'interaction découlant des modèles de zones cohésives a été mise en place. La loi cohésive, dont la partie adoucissante est bilinéaire, est formulée en mode mixte au travers d'un critère d'initiation de l'endommagement et d'un critère de propagation de fissure linéaire. La mixité est ainsi déterminée à partir des lois cohésives des modes purs. En Mode II, les phénomènes de frottement et de cohésion sont pris en compte séparément. Un seuil de frottement est considéré, au-dessus duquel se met en place le comportement cohésif. Il faut donc excéder le seuil frottement afin de mobiliser le comportement élastique puis l'adoucissement.
Il a été mis en évidence que cette formulation montre une dépendance au chemin de chargement. Ce phénomène peut être notamment justifié dans les matériaux quasi-fragiles pour lesquels l'endommagement se produit sous forme de microfissures dont le plan moyen est perpendiculaire à la direction de chargement.
Les données d'entrée nécessaires au modèle proposé correspondent aux paramètres cohésifs de modes I et II de l'interface moyenne (regroupant le joint de mortier et la liaison bloc/mortier). Ces paramètres étant dépendants de la combinaison de blocs et de mortier utilisée, il convient de les déterminer en fonction de la structure étudiée.

Un outil fiable va de paire avec une caractérisation du matériau adéquate afin de par-

venir à un modèle prédictif. Des protocoles expérimentaux ont donc été proposés dans le but de déterminer les paramètres cohésifs de modes I et II nécessaires à la description du modèle proposé. Le Mode I est ainsi déduit d'après un essai de traction pure et le Mode II à partir d'un essai de cisaillement sur triplets. Grâce à une métrologie adaptée, les deux protocoles d'essais permettent d'observer directement les comportements cohésifs des joints de mortier en traction et en cisaillement. Avec une exploitation des résultats appropriée, la déduction de l'ensemble des données d'entrée de la loi d'interaction cohésive se fait avec peu de post-traitement.
Les essais ont été menés sur des joints de mortier traditionnels à la chaux. La procédure proposée en traction permet notamment d'augmenter considérablement le nombre de tests exploitables par rapport aux méthodes existantes. La forme concave choisie pour représenter la partie adoucissante de la loi d'interaction en modes I et II a également été confirmée par les résultats obtenus.

Sur la base de la caractérisation expérimentale, la validation du modèle passe par une confrontation de celui-ci à des cas concrets. Pour cela, il avait été programmé de mener un essai sur un mur à l'échelle 1/2, mais malheureusement ses résultats ne sont pas exploitables pour confirmer l'efficience du modèle. Nous nous sommes donc également appuyés sur des essais de la bibliographie menés par Raijmaker & Vermeltfoort [82]. Une démarche cohérente avec les essais de caractérisation a été adoptée, dans laquelle les paramètres d'entrée sont tirés au maximum de campagnes expérimentales, sans les modifier en fonction du résultat attendu, le but étant aussi de mettre en avant les points faibles de la méthode proposée.

Les deux types d'essais étudiés présentent des conditions aux limites différentes, plus ou moins aisément reproductibles numériquement. Or, il nous semble important de souligner l'intérêt de mettre au point des essais dont les conditions aux limites soient reproductibles numériquement. Dans le premier essai, la charge verticale est constante au cours de l'essai et uniformément répartie (répartition assurée par un chevêtre et une poutre HEA), ce qui est facilement modélisable. Dans le deuxième essai, le déplacement vertical du profilé métallique supérieur est empêché et le chargement vertical est appliqué par des vérins, faisant jouer l'inertie du profilé au sommet du mur.

Le modèle semble prédire correctement les efforts en jeu dans le cas où les efforts verticaux restent à peu près constants. Cependant, lorsque les forces verticales évoluent significativement (cas de l'essai de Raijmakers & Vermeltfoort [82]), les résultats numériques divergent des résultats expérimentaux. Après analyse, ce constat met en avant l'importance de la prise en compte du frottement dans le Mode II. Il semblerait que considérer séparément la contribution du frottement et le comportement cohésif mène à une surestimation des efforts de cisaillement dans certains cas. En effet, le fait de devoir vaincre le seuil de frottement avant de mobiliser le comportement cohésif retarde l'endommagement, en particulier lorsque la contrainte normale au joint évolue de manière importante au cours de la simulation. Les phénomènes de frottement et d'endommagement sont en fait vraisemblablement couplés, mais il est aujourd'hui difficile d'affirmer de quelle manière.

Une optimisation et une étude approfondie de l'essai de caractérisation de Mode II est donc nécessaire afin de répondre à ces interrogations. Notamment, l'exploitation étendue de l'essai de cisaillement sur triplets intégrant des cycles de charge/décharge permettrait d'identifier l'évolution de la raideur de l'interface en fonction de l'endommagement et du niveau de contrainte normale. Des variations de contrainte normale au cours de l'essai pourraient aussi mettre en évidence l'évolution de la contribution du frottement en fonction de la

contrainte normale. Ces procédures permettraient non seulement de mieux appréhender la séparation (ou le couplage) des comportements frictionnel et cohésif et ainsi définir un protocole adapté à l'estimation précise des paramètres cohésifs de Mode II des joints. On pourrait alors confirmer si l'énergie de rupture est effectivement dépendante de la contrainte normale, comme nous l'avons observé dans le Chapitre 4, ou si cette dépendance est due à une mauvaise interprétation des mécanismes de Mode II.

Par ailleurs, nous avons mis en évidence que le comportement obtenu sur de petits assemblages lors des essais de caractérisation (Modes I et II) est très certainement idéalisé par rapport à des structures réelles. En effet, les phénomènes de retrait des joints au sein d'un panneau sont très certainement contraints et peuvent entrainer un pré-endommagement des joints. Une autre perspective de campagne expérimentale consisterait donc à étudier la dégradation des propriétés cohésives entre des petits assemblages et des panneaux de taille modeste (du type de l'essai en compression diagonale RILEM). Si l'influence de la géométrie de la structure est avérée, ceci pourrait fournir une idée de la manière dont il faut diminuer les propriétés obtenues via les essais de modes I et II lorsque l'on implémente celles-ci au sein d'une structure complexe, notamment pour simuler précisément la raideur expérimentale de l'ouvrage.

D'autre part, il paraît intéressant de valider le modèle vis-à-vis d'essais sur des murs présentant les deux types de conditions aux limites présentées dans le Chapitre 5, *ie.* avec et sans augmentation de la contrainte verticale au cours du test. Ainsi, la robustesse du modèle, et plus particulièrement du Mode II, pourrait être testée pour tous types de conditions. On peut envisager ces deux essais de validation sur des panneaux de taille assez réduite (de l'ordre de 1,8m × 1,2m), afin de pouvoir les manutentionner et ainsi les réaliser en dehors des machines d'essais (réduction du temps d'immobilisation du matériel d'essai).

Lorsque les différents points abordés ci-dessus seront validés, une étude dynamique de murs pourra être menée. Afin de pouvoir valider l'efficacité du modèle, il semble encore une fois important d'avoir une dimension expérimentale à l'étude, en testant des panneaux sur table vibrante. Numériquement, on pourra étudier l'effet de l'utilisation de blocs rigides ou déformables dans la modélisation, mais aussi discuter de l'amortissement attribué à la structure qui peut avoir une lourde influence sur les résultats.

Malgré une remise en cause de la prise en compte du Mode II, le modèle fournit des profils de fissuration et des mécanismes de rupture entièrement cohérents avec les comportements expérimentaux. Ceci souligne l'aptitude du modèle à fournir un outil de diagnostic efficace.

Même si l'outil mis en place n'est pas encore utilisable en bureau d'études par des "non initiés", il permet déjà de simuler des comportements cohérents et des réponses dont les ordres de grandeur paraissent très raisonnables comparés aux expérimentations. La capacité à reproduire un comportement et un endommagement des structures cohérents fait du modèle un bon outil de diagnostic pour les ingénieurs. Néanmoins, afin d'estimer correctement les efforts à rupture d'une structure, les conditions limites appliquées à l'ouvrage sont très influentes sur sa réponse et conditionnent les résultats. Une étude minutieuse des conditions limites est donc indispensable et peut poser problème sur des structures réelles. Le retour d'expérience n'est pas encore suffisant pour affirmer avec certitude des forces à rupture de manière prédictive.

Ce modèle numérique, bien que prometteur, n'en est qu'aux prémices de son utilisa-

tion concernant les maçonneries et manque du retour d'expérience nécessaire permettant d'aborder chaque problème avec la bonne stratégie. De plus, le temps de modélisation et de calcul n'est pas encore compatible avec les impératifs de temps des affaires traitées par les bureaux d'études. Enfin, il sera nécessiare pour le développement du code de confronter le modèle à des cas d'études d'ingénierie afin d'identifier les améliorations nécessaires pour mieux répondre aux besoins de l'ingénieur.

Bibliographie

[1] *NF EN 1052-3 : Méthodes d'essai de la maçonnerie - Partie 3 : détermination de la résistance initiale au cisaillement.* 109

[2] *Norme NF EN 1926 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles - Détermination de la résistance en compression uniaxiale.* 100

[3] ABDOU, L., SAADA, R. A., MEFTAH, F., AND MEBARKI, A. Experimental investigations of the joint-mortar behaviour. *Mechanics research communications 33*, 3 (2006), 370–384. 98

[4] ACARY, V. *Contribution à la modélisation mécanique et numérique des édifices maçonnés.* PhD thesis, Université de la Méditerranée Aix-Marseille II, 2001. vii, 7, 22, 40, 51, 52

[5] AFNOR. EN 1015-11 Méthodes d'essais des mortiers pour maçonnerie - Partie 11 : Détermination de la résistance en flexion et en compression du mortier durci. 25, 101

[6] ALECCI, V., FAGONE, M., ROTUNNO, T., AND DE STEFANO, M. Shear strength of brick masonry walls assembled with different types of mortar. *Construction and Building Materials 40* (2013), 1038–1045. 92

[7] ALEXANDRIS, A., PROTOPAPA, E., AND PSYCHARIS, I. Collapse mechanisms of masonry buildings derived by the distinct element method. In *Proceedings of the 13th world conference on earthquake engineering* (2004). 59, 60

[8] ALMEIDA, J., LOURENCO, P., AND BARROS, J. Characterization of brick and brick-mortar interface under uniaxial tension. *VII International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries* (2002). 98, 106

[9] ANTHOINE, A. In-plane behaviour of masonry : a literature review. Tech. rep., Commission of the European Communities, 1992. 14, 18, 26, 37

[10] ANTHOINE, A. Derivation of the in-plane elastic characteristics of masonry through homogenization theory. *International Journal of Solids and Structures 32*, 2 (1995), 137–163. 46

[11] AZEVEDO, J., AND SINCRAIAN, G. Modelling the seismic behaviour of monumental masonry structures. In *Congresso Internacional Archi* (2000). 59, 60

[12] BACKES, H. P. *On the behaviour of masonry under tension in the direction of the bed joints (in German).* PhD thesis, Aachen University of Technology, 1985. iii, 13, 14

[13] BARENBLATT, G. The formation of equilibrium cracks during brittle fracture. general ideas and hypotheses. axially-symmetric cracks. *Journal of Applied Mathematics and Mechanics 23*, 3 (1959), 622–636. 75

[14] BENZEGGAGH, M., AND KENANE, M. Measurement of mixed-mode delamination fracture toughness of unidirectional glass/epoxy composites with mixed-mode bending apparatus. *Composites science and technology 56*, 4 (1996), 439–449. 77

[15] BEYER, K., AND DAZIO, A. Quasi-static cyclic tests on masonry spandrels. *Earthquake Spectra 28*, 3 (2012), 907–929. 98

[16] BINDA, L., FONTANA, A., AND FRIGERIO, G. Mechanical behavior of brick masonries derived from unit and mortar characteristics. *In Proc. 8th Int. Brick and Block Masonry Conf., Londres* (1988). 10, 11

[17] BLOCK, P., DEJONG, M., AND OCHSENDORF, J. As hangs the flexible line : Equilibrium of masonry arches. *Nexus Network Journal 8*, 2 (2006), pp. 13–24. 52

[18] BRENCICH, A., GAMBAROTTA, L., AND LAGOMARSINO, S. A macroelement approach to the three-dimensional seismic analysis of masonry buildings. In *11th European Conference on Earthquake Engineering* (1998), pp. pp. 6–11. 44

[19] BUI, T. T. *Etude expérimentale et numérique du comportement des voiles en maçonnerie soumis à un chargement hors plan.* PhD thesis, INSA de Lyon, 2013. 19, 20, 59, 60

[20] C1072-13E1, A. Standard test methods for measurement of masonry flexural bond strength. *American Society for Testing Materials* (2013). 28

[21] C270, A. Standard specification for mortar for unit masonry. *American Society for Testing Materials* (2007). 25, 32

[22] CALDERINI, C., CATTARI, S., AND S., L. In plane seismic response of unreinforced masonry walls : comparison between detailed and equivalent frame models. *Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Rhodes, Greece* (2009). 18

[23] CALDERINI, C., CATTARI, S., AND S., L. The use of compression test to identify the shear mechanical parameters of masonry. *Construction and Building Materials* (2010). iii, 18

[24] CAMACHO, G. T., AND ORTIZ, M. Computational modelling of impact damage in brittle materials. *International Journal of solids and structures 33*, 20 (1996), 2899–2938. 79

[25] CAMANHO, P. P., DAVILA, C., AND DE MOURA, M. Numerical simulation of mixed-mode progressive delamination in composite materials. *Journal of composite materials 37*, 16 (2003), 1415–1438. iv, 76, 78, 79

[26] CHAIMOON, K., AND ATTARD, M. Shear fracture in masonry joints. *Proceedings of the 12th International Conference on Computational Methods and Experimental Measurements (CMEM), At Malta* (2005). 31, 57

[27] CHAIMOON, K., AND ATTARD, M. M. Modeling of unreinforced masonry walls under shear and compression. *Engineering structures vol. 29*, 9 (2007), pp. 2056–2068. 57

[28] CHEN, S.-Y., MOON, F., AND YI, T. A macroelement for the nonlinear analysis of in-plane unreinforced masonry piers. *Engineering Structures vol. 30*, 8 (2008), pp. 2242–2252. 44

[29] COSTIGAN, A., AND PAVÍA, S. Compressive, flexural and bond strength of brick/lime mortar masonry. *Proceedings : PROHITEC-09* (2009), pp. 1609–1615. 26

[30] CUNDALL, P. A. Formulation of a three-dimensional distinct element model—part i. a scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (1988), vol. 25, pp. 107–116. 65

[31] CUNDALL, P. A., AND STRACK, O. D. A discrete numerical model for granular assemblies. *Geotechnique 29*, 1 (1979), pp. 47–65. 58

[32] DE BUHAN, P., AND DE FELICE, G. A homogenization approach to the ultimate strength of brick masonry. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids vol. 45*, 7 (1997), pp. 1085–1104. 46, 48

[33] DHANASEKAR, M., PAGE, A., AND KLEEMAN, P. The failure of brick masonry under biaxial stresses. In *ICE Proceedings* (1985), vol. 79, Thomas Telford, pp. pp. 295–313. 13, 41

[34] DIMITRI, R., TRULLO, M., DE LORENZIS, L., AND ZAVARISE, G. Coupled cohesive zone models for mixed-mode fracture : a comparative study. *Engineering Fracture Mechanics* (2015). iv, 76, 77

[35] DOMONE, P., AND ILLSTON, J. *Construction Materials : their Nature and Behaviour, 4th Edition ; Part 5 : Masonry : brickwork, blockwork and stonework - pp.247-299.* CRC Press, 2010. vii, 7, 22, 23, 24, 25

[36] DUBOIS, F., AND JEAN, M. Lmgc90 une plateforme de développement dédiée à la modélisation des problèmes d'interaction. In *Actes du sixieme colloque national en calcul des structures* (2003), vol. 1, pp. 111–118. 63

[37] DUBOIS, F., RENOUF, M., AND JEAN, M. Extensions d'une méthode par éléments discrets pour la modélisation de milieux divisés complexes. In *8e Colloque National en Calcul des Structures Giens* (2007). 63

[38] DUGDALE, D. Yielding of steel sheets containing slits. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids 8*, 2 (1960), 100–104. 75

[39] E510-02, A. Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry asemblages. *American Society for Testing Materials* (2003). 17, 92

[40] EC6. Eurocode EN 1996. European Union norm on construction. Design of masonry structures. 9, 11

[41] EUROCODE 8. Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. 41

[42] FOUCHAL, F. *Contribution à la modélisation numérique des interfaces dans les structures maçonnées.* PhD thesis, Reims, 2006. 59

[43] GAMBAROTTA, L., AND LAGOMARSINO, S. Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. part i : the mortar joint model and its applications. *Earthquake engineering & structural dynamics 26*, 4 (1997), pp. 423–439. 56

[44] GAMBAROTTA, L., AND LAGOMARSINO, S. Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. part ii : the continuum model and its applications. *Earthquake engineering & structural dynamics vol. 26*, 4 (1997), pp. 441–462. 48

[45] HAACH, V. Development of a design method for reinforced masonry subjected to in-plane loading based on experimental and numerical analysis. 98

[46] HAMID, A. A., HEIDEBRECHT, A. C., AND DRYSDALE, R. G. Shear strength of concrete masonry joints. *Journal of the Structural Division 105*, 7 (1979), 1227–1240. 30

[47] HEYMAN, J. The stone skeleton. *International Journal of solids and structures 2*, 2 (1966), pp. 249–279. 51

[48] HILSDORF, H. K. Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression. *Proc. Int. Conf. on Masonry Structural Systems, Texas* (1969). 9

[49] HORDIJK, D. A. *Local approach to fatigue of concrete.* TU Delft, Delft University of Technology, 1991. 30, 104

[50] JEAN, M. The non-smooth contact dynamics method. *Computer methods in applied mechanics and engineering 177*, 3 (1999), 235–257. 59, 63

[51] JUKES, P., AND RIDDINGTON, J. R. A review of masonry tensile bond strength test methods. *Masonry International 12*, 2 (1998). 27, 29, 31

[52] KAUSHIK, H. B., DURGESH, C. R., AND K., J. S. Stress-strain characteristics of clay birck masonry under uniaxial compression. *Journal of Materials in Civil Engineering* (Sept. 2007). 10, 11, 23

[53] LAGOMARSINO, S., PENNA, A., GALASCO, A., AND CATTARI, S. {TREMURI} program : An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures 56* (2013), pp. 1787–1799. 43

[54] LEMOS, J. V. Discrete element modeling of masonry structures. *International Journal of Architectural Heritage 1* (2007), pp. 190–213. 58

[55] LIVESLEY, R. Limit analysis of structures formed from rigid blocks. *International Journal for Numerical Methods in Engineering 12*, 12 (1978), pp. 1853–1871. 52

[56] LOTFI, H., AND SHING, P. An appraisal of smeared crack models for masonry shear wall analysis. *Computers & structures 41*, 3 (1991), pp. 413–425. iii, 38

[57] LOTFI, H. R., AND SHING, P. B. Interface model applied to fracture of masonry structures. *Journal of structural engineering vol. 120*, 1 (1994), pp. 63–80. 53

[58] LOURENCO, P. B., MILANI, G., TRALLI, A., AND ZUCCHINI, A. Analysis of masonry structures : review of and recent trends in homogenization techniques this article is one of a selection of papers published in this special issue on masonry. *Canadian Journal of Civil Engineering vol. 34*, 11 (2007), pp. 1443–1457. 46, 47

[59] LOURENÇO, P. *Computational strategies for masonry structures.* PhD thesis, TU Delft, Delft University of Technology, 1996. iv, vi, 39, 40, 46, 50, 57, 70, 131, 133, 134, 145

[60] LUCIANO, R., AND SACCO, E. Homogenization technique and damage model for old masonry material. *International Journal of Solids and Structures 34*, 24 (1997), pp. 3191–3208. iv, 47

[61] MAGENES, G. A method for pushover analysis in seismic assessment of masonry buildings. In *Proceedings of the12th world conference on earthquake engineering* (2000). 42

[62] MAGENES, G., AND CALVI, G. M. In-plane seismic response of brick masonry walls. *Earthquake engineering & structural dynamics vol. 26*, 11 (1997), pp. 1091–1112. 42

[63] MASIANI, R., AND TROVALUSCI, P. Cosserat and cauchy materials as continuum models of brick masonry. *Meccanica 31*, 4 (1996), pp. 421–432. 48, 49

[64] MILANI, G., LOURENÇO, P., AND TRALLI, A. 3d homogenized limit analysis of masonry buildings under horizontal loads. *Engineering Structures 29*, 11 (2007), pp. 3134–3148. 48

[65] MILANI, G., LOURENÇO, P., AND TRALLI, A. Homogenised limit analysis of masonry walls, part i : Failure surfaces. *Computers & Structures 84*, 3–4 (2006), pp. 166–80. 48

[66] MILANI, G., LOURENÇO, P. B., AND TRALLI, A. Homogenised limit analysis of masonry walls, part ii : Structural examples. *Computers & Structures 84*, 3–4 (2006), pp. 181–195. 48

[67] MONERIE, Y. *Fissuration des matériaux composites : rôle de l'interface fibre/matrice.* PhD thesis, Université Aix-Marseille II, 2000. 72, 73, 144

[68] MOREAU, J. J. Unilateral contact and dry friction in finite freedom dynamics. In *Nonsmooth mechanics and Applications.* 1988, pp. 1–82. 59, 63, 66

[69] MOREL, S., LESPINE, C., COUREAU, J.-L., PLANAS, J., AND DOURADO, N. Bilinear softening parameters and equivalent lefm r-curve in quasibrittle failure. *International Journal of Solids and Structures 47*, 6 (2010), 837–850. 81

[70] OIKONOMOPOULOU, A., CIBLAC, T., AND GUÉNA, F. Modelling tools for the mechanical behaviour of historic masonry structures. In *Proceedings of the Third International Congress on Construction History* (2009), Brandenburg University of Technology Cottbus Cottbus, Germany. 52

[71] ORDUÑA, A., AND LOURENÇO, P. B. Cap model for limit analysis and strengthening of masonry structures. *Journal of Structural Engineering 129*, 10 (2003), pp. 1367–1375. 52

[72] PAGE, A. A model for the in-plane behaviour of masonry and a sensitivity analysis of its critical parameters. In *Proc. 5th International Brick Masonry Conference.* iv, 55, 56

[73] PAGE, A. The biaxial compressive stength of brick masonry. *Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2* (1981). iii, 9, 12, 13, 14

[74] PAGE, A. W., KLEEMAN, P. W., AND DHANASEKAR, M. An in-plane finite element model for brick masonry. In *New analysis techniques for structural masonry* (1979), ASCE, pp. 1–18. 41

[75] PALMER, L., AND HALL, J. Durability and strength of bond between mortar and brick. *United States Bureau of Standards Journal of Research 6*, 3 (1931). 28

[76] PALMER, L., AND PARSONS, D. A study of the properties of mortars and brick and their relation to bond. *Bureau of Standards Journal of Research* (1934). iii, 33

[77] PANDE, G., LIANG, J., AND MIDDLETON, J. Equivalent elastic moduli for brick masonry. *Computers and Geotechnics vol. 8*, 3 (1989), pp. 243–265. 45, 46

[78] PARI, M. *Modelling of out of plane bi-axial flexure of Unreinforced masonry walls.* PhD thesis, TU Delft, Delft University of Technology, 2015. iii, 20

[79] PERALES, R. *Modélisation du comportement mécanique par éléments discrets des ouvrages maçonnés tridimensionnels. Contribution à la définition d'éléments de contacts surfaciques.* PhD thesis, Université Montpellier II-Sciences et Techniques du Languedoc, 2007. iv, 65, 71

[80] POPAL, R. *A new shear test method for mortar bed joints.* PhD thesis, Department of civil engineering, Calgary, Alberta, 2013. 31

[81] RAFIEE, A., VINCHES, M., AND BOHATIER, C. Application of the nscd method to analyse the dynamic behaviour of stone arched structures. *International Journal of Solids and Structures 45*, 25 (2008), 6269–6283. iv, 71

[82] RAIJMAKERS, T., AND VERMELTFOORT, A. T. Deformation controlled tests in masonry shear walls (in dutch). *TNO Report B-92-1156* (1992). 131, 144, 149

[83] RAOUS, M., CANGÉMI, L., AND COCU, M. A consistent model coupling adhesion, friction, and unilateral contact. *Computer methods in applied mechanics and engineering 177*, 3 (1999), 383–399. 72

[84] REDDY, B. V., AND GUPTA, A. Influence of sand grading on the characteristics of mortars and soil–cement block masonry. *Construction and Building Materials 22*, 8 (2008), pp. 1614–1623. 24

[85] REKIK, A., AND LEBON, F. Un modèle multi-échelle d'interface : application aux interfaces mortier/brique. In *9eme Colloque National en Calcul des Structures* (Giens, France, May 2009). iv, 54, 55

[86] REKIK, A., AND LEBON, F. Identification of the representative crack length evolution in a multi-level interface model for quasi-brittle masonry. *International Journal of Solids and Structures vol. 47*, 22–23 (2010), pp. 3011–3021. 54

[87] RIDDINGTON, J., AND NAOM, N. Finite element prediction of masonry compressive strength. *Computers & Structures vol. 52*, 1 (1994), pp. 113–119. iv, 53

[88] RILEM. Tc 127-ms-b.4 determination of shear strength index for masonry unit/mortar junction. *Materials and Structures* (1996). 31

[89] ROCA, P., OLIVEIRA, D., LOURENÇO, P., AND CAROL, I. Mechanical response of dry joint masonry. In *G. Arun and N. Seçkin (eds) : 2nd International Congress on Studies in Ancient Structures* (2001), pp. 571–579. 71

[90] ROTS, J. G. *Computational modeling of concrete fracture.* PhD thesis, Technische Hogeschool Delft, 1988. iv, 37, 39

[91] ROTS, J. G. Numerical simulation of cracking in structural masonry. *Heron 36*, 2 (1991), pp. 49–63. iii, 37, 38, 56, 104

[92] SACCO, E., AND TOTI, J. Interface elements for the analysis of masonry structures. *International Journal for Computational Methods in Engineering Science and Mechanics 11*, 6 (2010), pp. 354–373. iv, 54

[93] SAMARASINGHE, W. *In-plane failure of brickwork.* PhD thesis, The University of Edinburgh, 1980. iii, iv, 9, 13, 14, 15, 17, 40, 41

[94] SHING, P., KLAMERUS, E., SPAEH, H., AND NOLAND, J. Seismic performance of reinforced masonry shear walls. In *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering* (1988), vol. 7, pp. pp. 103–108. 38

[95] SNOZZI, L., AND MOLINARI, J.-F. A cohesive element model for mixed mode loading with frictional contact capability. *International journal for numerical methods in engineering 93*, 5 (2013), 510–526. iv, vii, 79, 80, 87

[96] STEFANOU, I., SULEM, J., AND VARDOULAKIS, I. Three-dimensional cosserat homogenization of masonry structures : elasticity. *Acta Geotechnica 3*, 1 (2008), pp. 71–83. 49

[97] SULEM, J., AND MÜHLHAUS, H.-B. A continuum model for periodic two-dimensional block structures. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials 2*, 1 (1997), pp. 31–46. 49

[98] TAFOREL, P. *Apport de la Méthode des Éléments Discrets à la Modélisation des Maçonneries en Contexte Sismique : Vers une Nouvelle Approche de la Vulnérabilité Sismique.* PhD thesis, Université Montpellier II-Sciences et Techniques du Languedoc, 2012. 71

[99] TAYLOR, A. A bond tensile strength test for use in assessing the compatibility of brick/mortar interfaces. *Construction and Building Materials* (1990). 28

[100] TOMAŽEVIČ, M. Dynamic modelling of masonry buildings : storey mechanism model as a simple alternative. *Earthquake engineering & structural dynamics 15*, 6 (1987), pp. 731–749. iv, 41, 42

[101] TOMAŽEVIČ, M. Shear resistance of masonry walls and eurocode 6 : shear versus tensile strength of masonry. *Materials and structures 42*, 7 (2009), pp. 889–907. 9, 18

[102] VAN DEN BOSCH, M., SCHREURS, P., AND GEERS, M. An improved description of the exponential xu and needleman cohesive zone law for mixed-mode decohesion. *Engineering Fracture Mechanics* (2006). iv, 78, 79

[103] VAN DER PLUIJM, R. *Out-of-plane bending of masonry behavior and strength.* PhD thesis, Eindhoven University of Technology, 1999. iii, vi, vii, 29, 30, 31, 32, 92, 98, 105, 109, 113, 119, 135, 136, 145, II

[104] VAN MIER, J., VERVUURT, A., AND SCHLANGEN, E. Boundary and size effects in uniaxial tensile tests : a numerical and experimental study. *Fracture and Damage in Quasibrittle Structures* (1994), pp. 289–302. iii, 29, 30

[105] VASCONCELOS, G., AND LOURENÇO, P. Experimental characterization of stone masonry in shear and compression. *Construction and Building Materials* (2009). iii, 31, 32, 98

[106] VERMELTFOORT, A. T., RAYMAKERS, T., AND JANSSEN, H. Shear tests on masonry panels of 1x1 m2. *Research on building structures and building physics* (1992). 131

[107] VERMELTFOORT, A. T., RAYMAKERS, T., AND JANSSEN, H. Shear tests on masonry walls. *Technomic Publ. Co.* (1993). v, 131, 132

[108] WESCHE, K., AND ILANTZIS, A. General recommendations for methods of testing load bearing walls. *Materials and Structure, RILEM* (1980). 10

[109] XU, X.-P., AND NEEDLEMAN, A. Void nucleation by inclusion debonding in a crystal matrix. *Modelling and Simulation in Materials Science and Engineering 1*, 2 (1993), 111. 78

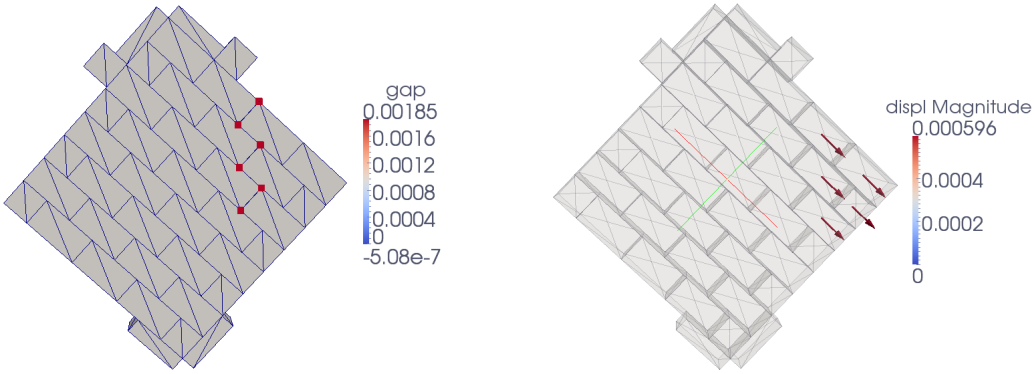
[110] ZUCCHINI, A., AND LOURENÇO, P. A micro-mechanical model for homogenisation of masonry. *International Journal of Solid Structures 39* (2002), pp. 3233–3255. 46, 47

Annexe A

Étude de la loi de Mohr-Coulomb

Nous reprenons ici l'étude de l'essai en compression diagonale. Les interfaces sont décrites par un critère de Mohr-Coulomb, afin de montrer l'intérêt de la prise en compte de l'adoucissement au niveau de l'interface pour décrire le joint de mortier.
La loi de Mohr-Coulomb permet de considérer une résistance en traction σ_I et une résistance en cisaillement σ_{II}, sans phase élastique et sans adoucissement de l'interface. Le comportement décrit est donc de type fragile. Le contact est rompu dès que la contrainte au niveau de l'interface atteint l'enveloppe de Mohr-Coulomb. Nous utilisons les résistances de l'interface déduites des essais de Van der Pluijm [103] : $\sigma_I = 0.5$ MPa et $\sigma_{II} = 1.13$ MPa.

L'évolution de la variable d'endommagement n'est pas un paramètre exploitable avec la loi d'interface de Mohr-Coulomb puisque seulement deux états sont admis : intact ou rompu. La Figure A.1 donne les interstices les plus importants entre blocs, ainsi que les champs de déplacement.



(a) Interstices > 1mm entre les blocs (b) Champ de déplacements

FIGURE A.1 – Critère de Mohr-Coulomb

Avec l'augmentation de la force, le coin droit du panneau se détache et glisse le long des joints horizontaux. Le mécanisme attendu (fissuration dans la diagonale du panneau) n'est donc pas reproduit, ce qui confirme la nécessité de prendre en compte le comportement post-pic de l'interface, caractéristique de son comportement quasi-fragile.

Annexe B

Essais de caractérisation des matériaux

B.1 Essais de compression sur blocs

TABLEAU B.1 – Résultats des essais en compression sur pierre

Éprouvette	Surface ($10^{-2}.m^2$)	$\sigma_{bc,max}$ (MPa)	$E_{bc,moy}$ (GPa)
CpP.1	1,004	9,3	9,05
CpP.2	1,024	10,54	11,5
CpP.3	1,020	5,75	-
CpP.4	1,018	8,04	8,61
CpP.5	0,999	11,60	14,5
CpP.6	1,013	9,3	-
CpP.7	1,012	8,75	-
CpP.8	1,020	9,32	10,9
CpP.9	1,015	13,05	12,5
CpP.10	1,013	13,15	13,1
CpP.11	1,007	8,93	11,4
CpP.12	0,996	13,65	11,8
CpP.13	1,015	8,07	8,96
CpP.14	1,020	6,48	-
CpP.15	1,002	7,15	11,2
CpP.16	1,029	10,04	11,2
CpP.17	1,007	7,35	-
CpP.18	1,017	12,62	-
CpP.19	1,013	6,69	10,1
Moyenne (CV)	1,01 (0,01)	**9,46** (0,26)	**11,1** (0,15)

B.2 Masses volumiques des gâchées de mortier

TABLEAU B.2 – Masse volumique des gâchées

Gâchée n°2		Gâchée n°4	
Eprouvette	μ (kg/m^3)	**Eprouvette**	μ (kg/m^3)
F1	1844,14	F13	1773,83
F2	1829,30	F14	1779,69
F6	1821,48	F15	1756,25
F7	1746,88	F16	1860,94 *
F8	1844,92	F17	1899,22
F9	1786,72	F18	1850,39
F10	1764,06	F19	1828,91
F11	1813,28	**Moyenne (CV)**	**1821,32** (0,03)
F12	1794,53		
Moyenne (CV)	**1805,03** (0.02)		

Gâchée n°5		Gâchée n°6	
Eprouvette	μ (kg/m^3)	**Eprouvette**	μ (kg/m^3)
F26	1725,39	F3	1743,75
F27	1810,55	F4	1749,22
F28	1750,39	F5	1721,88
F29	1757,81	F20	1689,45
F30	1746,48	F21	1678,52
Moyenne (CV)	**1758,13** (0,02)	F22	1691,02
		F23	1703,91
		F24	1693,36
		F25	1710,16
		Moyenne (CV)	**1709,03** (0,01)

* *Éprouvette pesée humide*

B.3 Essais de flexion du mortier

Trois éprouvettes avaient cependant été sorties des sacs hermétiques 2 jours avant l'essai (F20 à F22). Il s'est avéré que ce temps de séchage à l'air libre supplémentaire leur a conféré une résistance bien supérieure aux autres éprouvettes de la même gâchée. Nous ne les avons donc pas prises en compte pour étudier le comportement en flexion de la gâchée n°6.

TABLEAU B.3 – Paramètres du pré-pic des essais de flexion

Eprouvette n °	$F_{mf,max}$(N)	R_{mf}(MPa)	$K_{mf,moy}$(N/mm)
GÂCHÉE N°2			
F1	506,35	1,90	31 265
F2	410,47	1,54	30 724
F6	450,9	1,69	-
F7	396,7	1,49	34 812
F8	451	1,69	34 618
F9	374	1,40	35 173
F10	377,12	1,41	31 020
F11	463,6	1,74	30 129
F12	441,85	1,66	25 583
Moyenne (CV)	**430,22** (0,10)	**1,61** (0,10)	**31 665** (0,10)
GÂCHÉE N°4			
F13	233,9	0,88	19 693
F14	281,3	1,05	32 284
F15	209,4	0,79	39 698
F16	328,7	1,23	24 153
F17	352,25	1,32	30 600
F18	351,9	1,32	16 180
F19	345,6	1,30	26 147
Moyenne (CV)	**300,43** (0,19)	**1,13** (0,20)	**27 042** (0,29)
GÂCHÉE N°5			
F26	191,2	0,72	21 456
F27	206,5	0,77	22 937
F28	166,5	0,62	16 191
F29	161,2	0,60	13 343
F30	187,7	0,70	26 364
Moyenne (CV)	**182,62** (0,10)	**0,68** (0,10)	**20 058** (0,26)
GÂCHÉE N°6			
F3	173,3	0,65	10 247
F4	200,05	0,75	15 591
F5	181,3	0,68	18 661
F20	401,3 *	1,50 *	24 555 *
F21	469,9 *	1,76 *	21 095 *
F22	498,9 *	1,87 *	22 624 *
F23	142,88	0,54	13 276
F24	178,3	0,67	13 610
F25	160,6	0,60	18 522
Moyenne (CV)	**172,7** (0,11)	**0,65** (0,11)	**14 984** (0,22)

** Ces valeurs ne sont pas prises en compte*

B.4 Essais de compression sur mortier

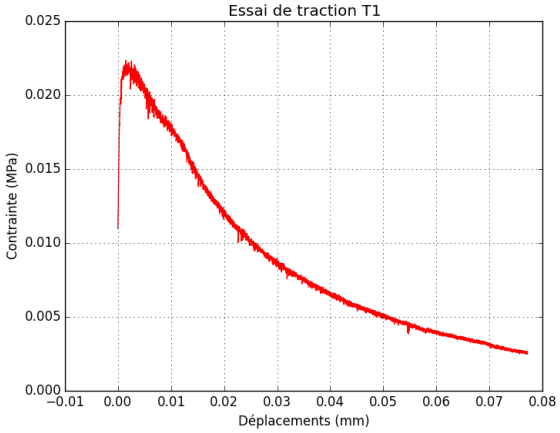
TABLEAU B.4 – Résultats des essais en compression sur mortier

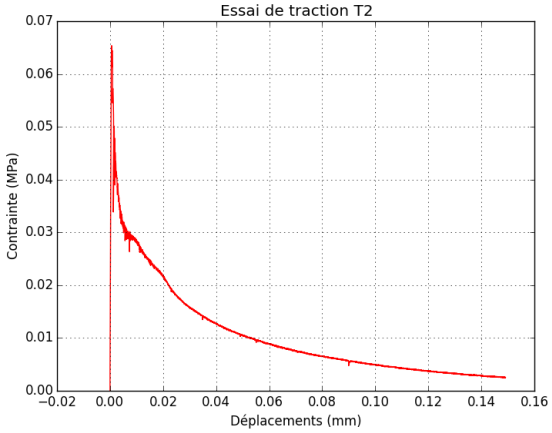
Éprouvette (ép. flexion)	$\sigma_{mc,max}$ (MPa)	$E_{mc,moy}$ (GPa)
GÂCHÉE N °2		
CpM.1 (F1)	3,65	6,28
CpM.2 (F2)	3,86	4,32
CpM.3 (F7)	2,88	4,91
CpM.4 (F8)	4,00	5,43
CpM.5 (F10)	3,25	5,76
CpM.6 (F11)	3,90	6,41
Moyenne (CV)	**3,59** (0,12)	**5,32** (0,15)
GÂCHÉE N °4		
CpM.7 (F13)	2,03	4,03
CpM.8 (F14)	2,72	4,34
CpM.9 (F15)	2,23	3,45
CpM.10 (F16)	2,08	4,69
CpM.11 (F17)	2,94	5,91
CpM.12 (F18)	2,38	3,17
CpM.13 (F19)	2,6	4,80
Moyenne (CV)	**2,42** (0,14)	**4,34** (0,21)
GÂCHÉE N °6		
CpM.14 (F4)	1,53	3,07
CpM.15 (F5)	1,71	2,76
CpM.16 (F20)	1,99	4,01
CpM.17 (F21)	2,23	3,70
CpM.18 (F22)	2,01	3,79
CpM.19 (F23)	1,84	2,97
CpM.20 (F24)	1,96	2,89
Moyenne (CV)	**1,90** (0,12)	**3,32** (0,16)

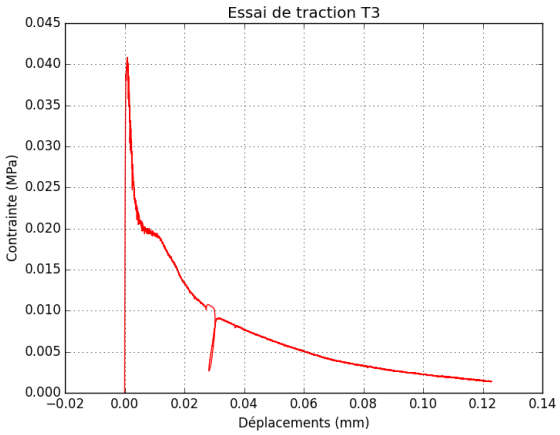
Annexe C

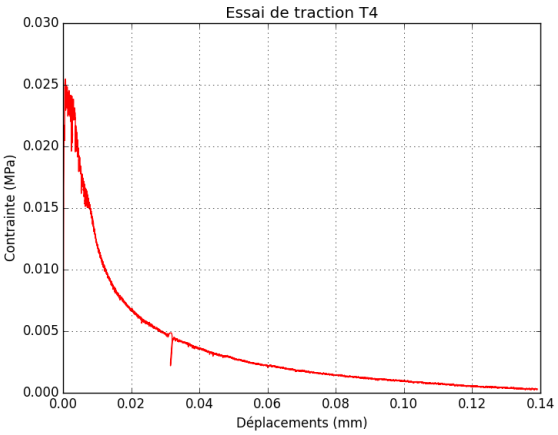
Essais de caractérisation des paramètres cohésifs des joints

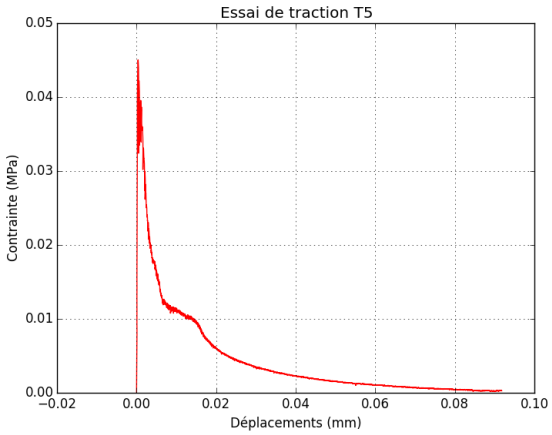
C.1 Essais de caractérisation de Mode I

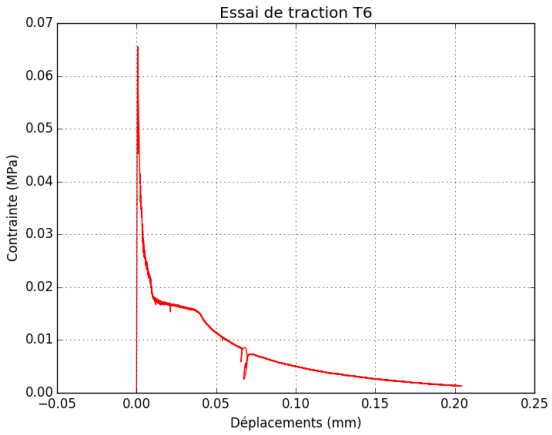


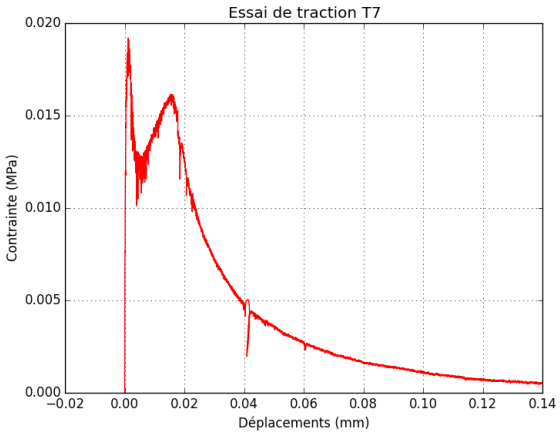


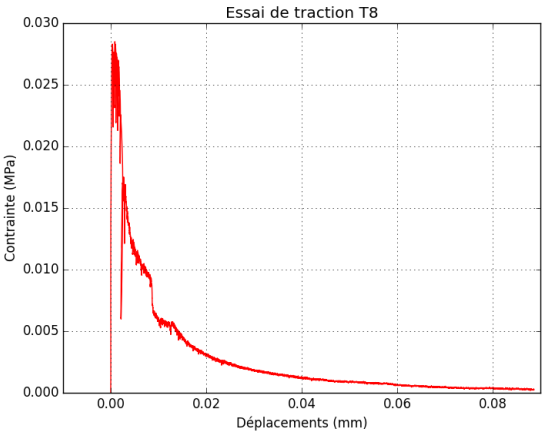


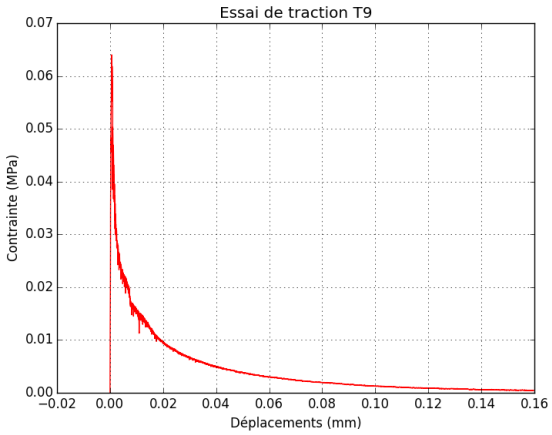


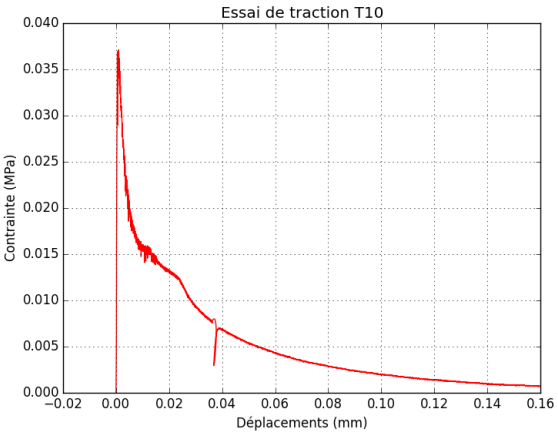

Essai de traction T5
Contrainte (MPa)
Déplacements (mm)

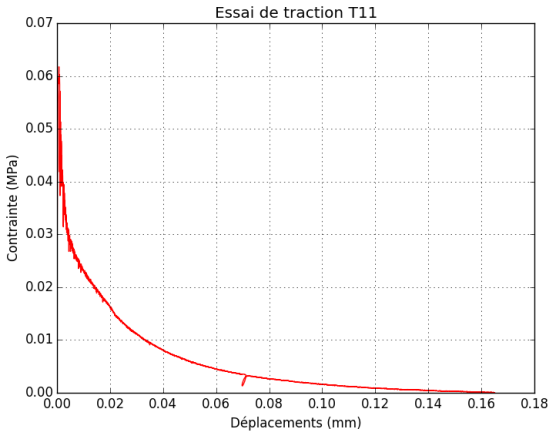

Essai de traction T6
Contrainte (MPa)
Déplacements (mm)

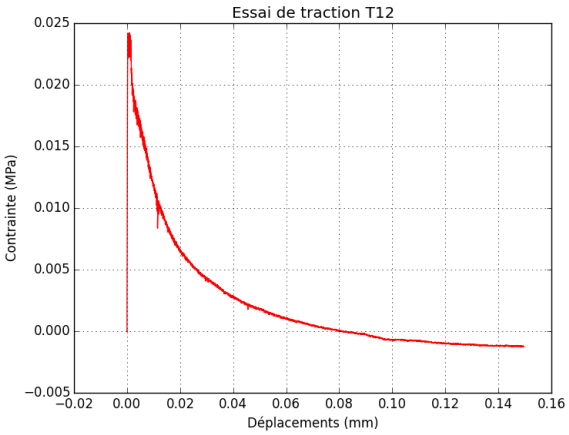

Essai de traction T7
Contrainte (MPa)
Déplacements (mm)


Essai de traction T8
Contrainte (MPa)
Déplacements (mm)

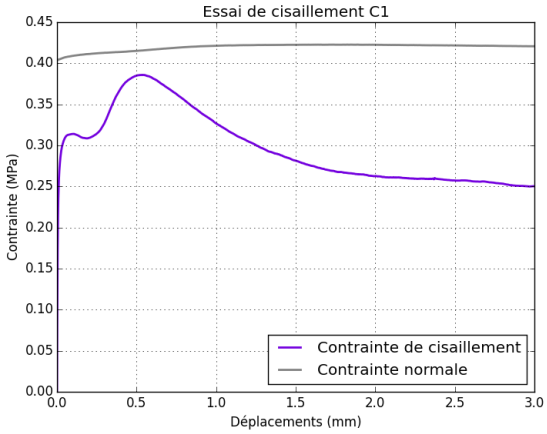

Essai de traction T9
Contrainte (MPa)
Déplacements (mm)

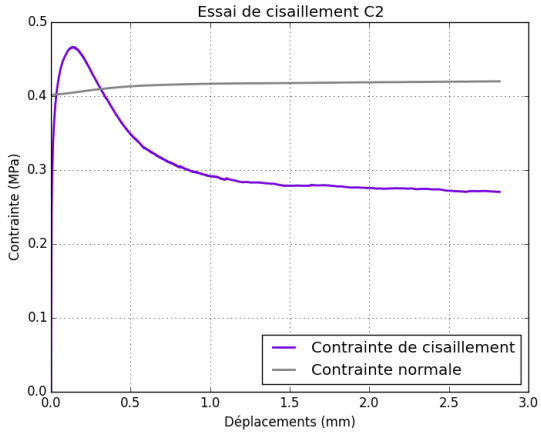

Essai de traction T10
Contrainte (MPa)
Déplacements (mm)

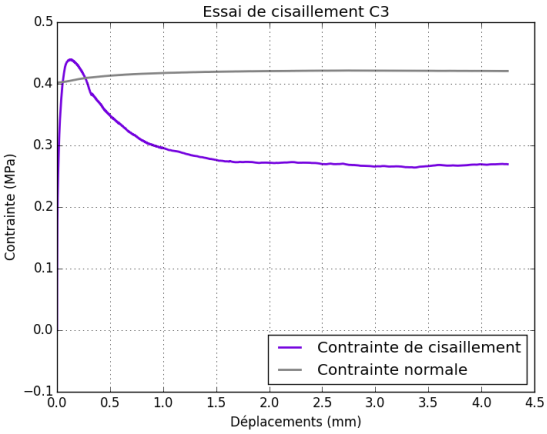

Essai de traction T11
Contrainte (MPa)
Déplacements (mm)

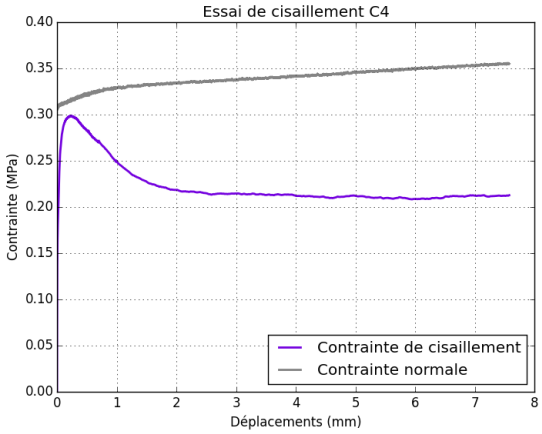

Essai de traction T12
Contrainte (MPa)
Déplacements (mm)

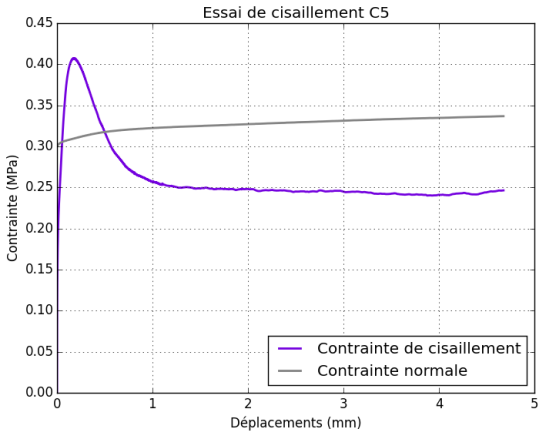
C.2 Essais de caractérisation de Mode II

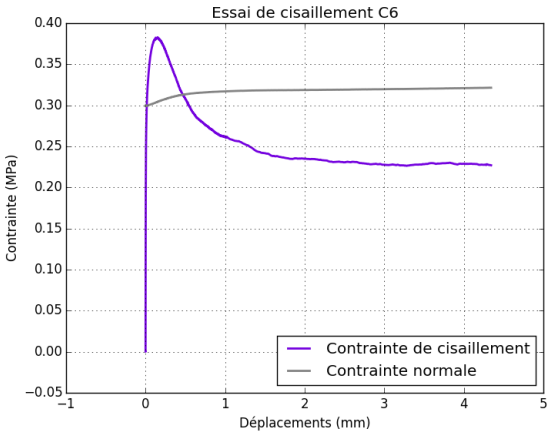


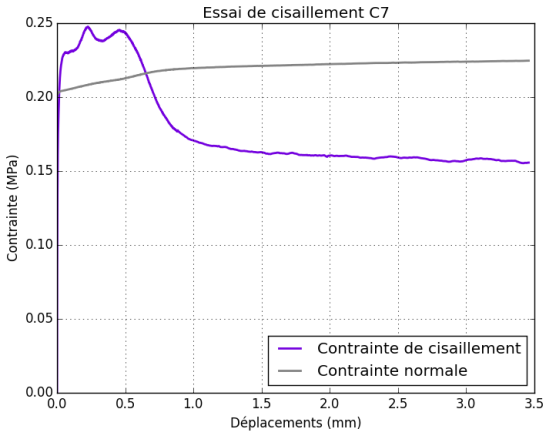


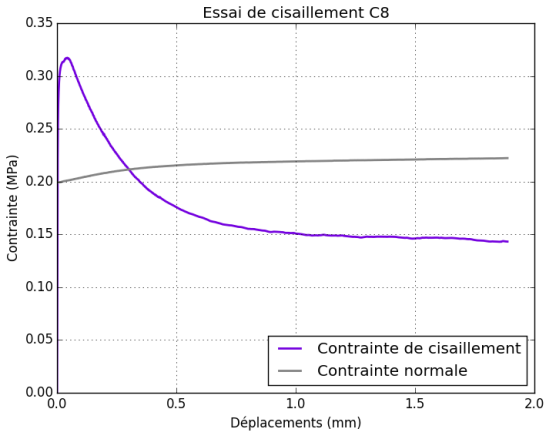


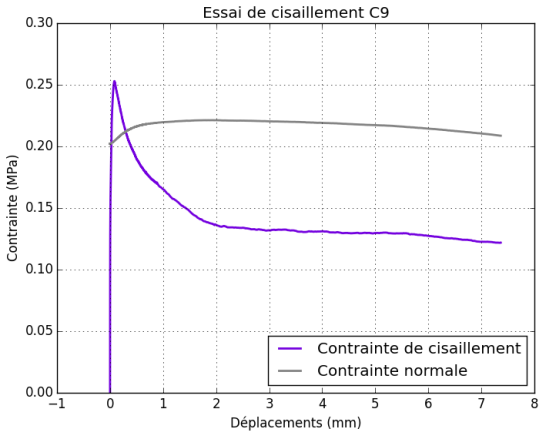











Essai de cisaillement C9
Contrainte (MPa)
Déplacements (mm)
Contrainte de cisaillement
Contrainte normale
0.30
0.25
0.20
0.15
0.10
0.05
0.00
−1
0
1
2
3
4
5
6
7
8

Annexe D

Essai quasi-statique sur un mur à l'échelle 1/2

D.1 Instrumentation

De nombreux capteurs sont mis en place pour contrôler et suivre le comportement du montage tout au long de l'essai.
Deux LVDT sont positionnés en tête de mur, au niveau de la poussée du vérin horizontal pour mesurer le déplacement horizontal.
Quatre LVDT sont placés au niveau des liaisons entre le mur et les cornières, en haut et en bas de chaque côté, afin de vérifier si le mur ne glisse pas au niveau des joints de colle.
Deux capteurs à fil sont placés à chaque extrémité de la poutre métallique en tête de mur, afin de contrôler un éventuel soulèvement ou une asymétrie dans le comportement de la poutre lors des poussées horizontales successives.
Des capteurs piezoélectriques sont placés sur une face du mur, afin de capter les ondes acoustiques émises par la microfissuration et la propagation de fissures.
Enfin, sur les deux faces du mur, des caméras et des appareils photos sont mis en place afin de faire par la suite de la corrélation d'images numériques, qui permettra d'observer les champs de déplacement du mur.

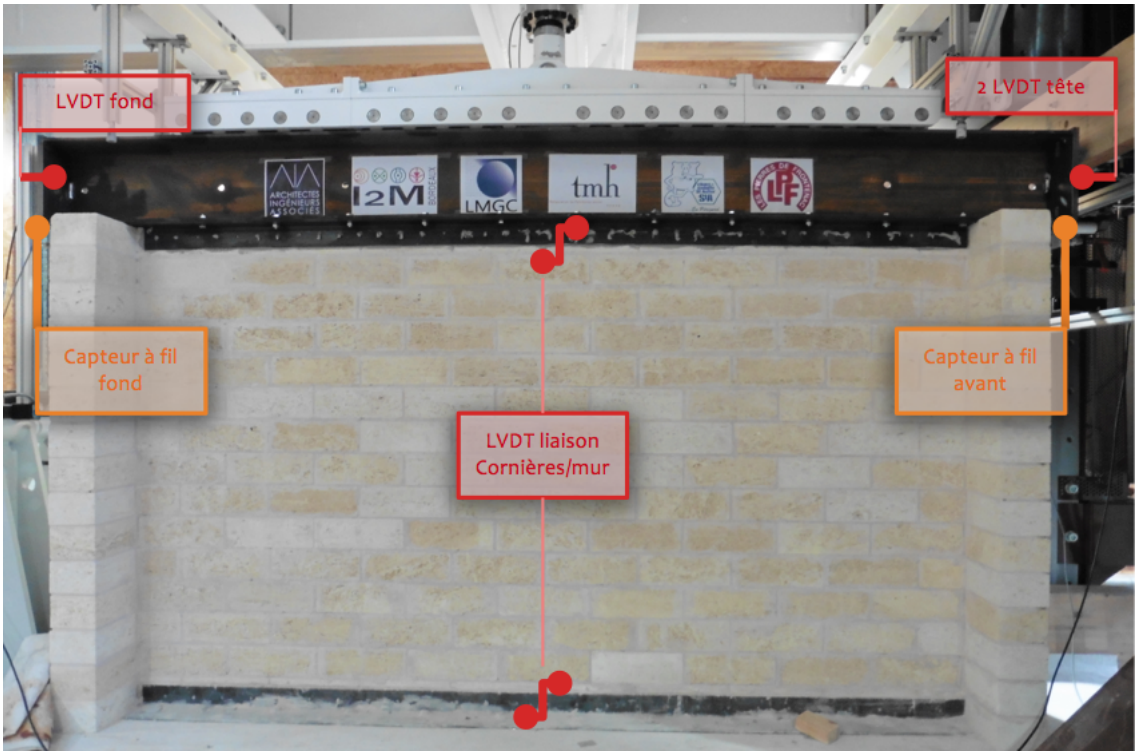
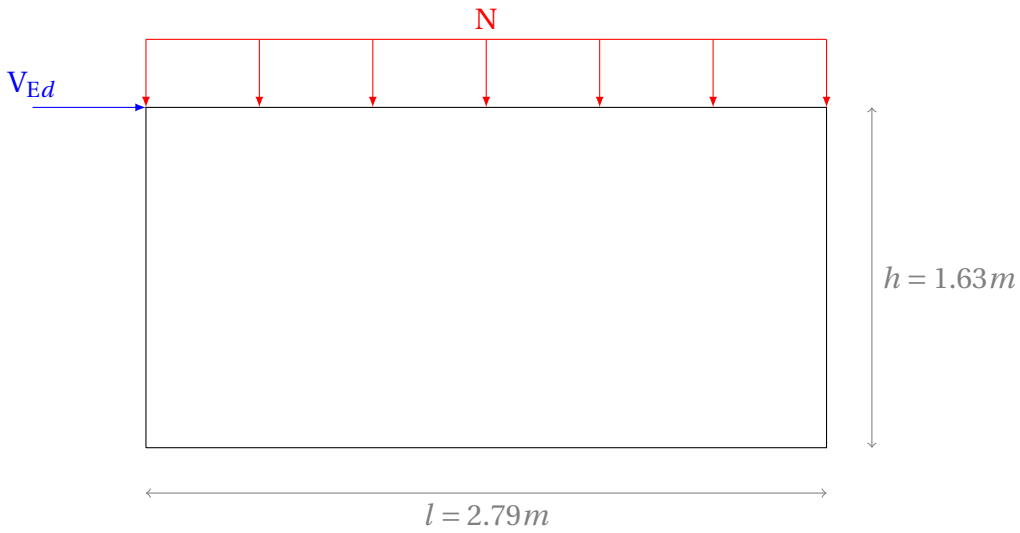


FIGURE D.1 – Instrumentation de l'essai

D.2 Prédiction selon l'Eurocode 6

Nous calculons ici la résistance du mur en cisaillement d'après la réglementation en vigueur.



Selon l'Eurocode 6, la vérification d'un mur soumis à un effort de cisaillement V_{Ed} doit être inférieure ou égale à la résistance de calcul au cisaillement V_{Rd}, de sorte que :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \tag{D.1}$$

La résistance de calcul au cisaillement du mur V_{Rd} est donnée par :

$$V_{Rd} = f_{vd} \times t \times l_c \tag{D.2}$$

où :

— f_{vd} est la résistance de calcul au cisaillement de la maçonnerie
— l est la longueur du mur entre refends, et h sa hauteur
— t est l'épaisseur du mur : $t = 0.15m$
— l_c est la longueur comprimée du mur

On prendra une surcharge verticale de 50kN, et une charge horizontale de 40kN, la capacité maximale du vérin étant de 50kN.

Calcul de la longueur comprimée l_c

La longueur comprimée est obtenue à partir des équations d'équilibre.
Le moment s'exerçant à l'extrémité, en pied du mur sous l'effet de l'effort normal N = 50kN et de l'effort horizontal $\mathrm{V}_{\mathrm{E}d} = 40k\mathrm{N}$ peut s'écrire :

$$\mathrm{M}_a = \mathrm{N} \times \frac{l}{2} + \mathrm{V}_{\mathrm{E}d} \times z_v$$

Avec $z_v = h$ on obtient $\mathrm{M}_a = 134950$ P$a.m$.
La position de l'effort normal N excentré e_a vaut donc :

$$e_a = \frac{\mathrm{M}_a}{\mathrm{N}} = 2.70m$$

On trouve finalement la longueur de compression :

$$l_c = 2 \times (l - e_a) = 0.18m$$

Calcul de la résistance de calcul au cisaillement f_{vd}

Les joints verticaux étant réalisés en mortier, la résistance caractéristique au cisaillement est donnée par :

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d \leq 0,065 f_b \tag{D.3}$$

où f_{vk0} est la résistance en cisaillement attendue du joint pour une contrainte normale nulle, et σ_d est la contrainte normale aux joints.

En prenant $f_{vk0} = 0.15$ MPa (pierre naturelle et mortier d'usage courant), et $\sigma_d = \frac{\mathrm{N}}{l_c * t} = 1,83MPa$ il vient $f_{vk} = 0,88$MPa.
Cependant, la résistance de l'élément de maçonnerie est $f_b = 10,7$MPa (avec un résistance moyenne déclarée de 11 MPa). On a donc $f_{vk0} + 0,4\sigma_d > 0,065 f_b$, et par conséquent : $f_{vk} = 0,065 f_b = 0,70MPa$.
En choisissant de négliger le coefficient partiel de sécurité (on prend $\gamma_\mathrm{M} = 1$), il vient $f_{vd} = f_{vk}/\gamma_\mathrm{M} = 0,70MPa$. On peut signaler que pour des éléments pleins assemblés avec un mortier de recette, γ_M varie entre 1,7 et 2,7.

Finalement, nous obtenons une résistance de calcul au cisaillement de la maçonnerie $\mathrm{V}_{\mathrm{R}d} = 19000$N qui est inférieure à $\mathrm{V}_{\mathrm{E}d}$. Théoriquement, le mur n'est donc pas censé résister à une charge horizontale de 4 T, avec une surcharge verticale de 5 T.
En réalité, en diminuant uniquement la charge horizontale, et avec ces mêmes calculs, selon l'Eurocode 6, ce mur n'est pas censé résister à une charge horizontale de plus de 3,4 T, et ce, sans prendre en compte le coefficient de sécurité γ_M.
Si l'on prend le coefficient partiel de sécurité $\gamma_\mathrm{M} = 1,7$, qui correspond à un niveau de contrôle élevé de l'entreprise et du chantier, la valeur de $\mathrm{V}_{\mathrm{R}d}$ tombe à 11 118 N. Le mur ne pourrait alors pas résister à une charge horizontale supérieure à 2,7T.

D.3 Cycles charge-décharge sur le mur non renforcé

Treize cycles chargement-déchargement sont menés, jusqu'à atteindre la limite du vérin horizontal de 5 T.

N° de cycle	δ_{max} [mm]	F_{max} [kN]	K [kN/mm]
2	0,049	4,38	-
3	0,083	7,60	90,09
4	0,211	18,76	94,03
5	0,271	23,73	87,79
6	0,295	25,53	86,33
7	0,332	28,04	83,38
8	0,361	30,00	84,34
9	0,409	32,91	88,37
10	0,440	34,81	86,61
11	0,496	38,35	84,32
12	0,568	42,36	81,55
13	0,622	45,03	82,98
		Moyenne	86,61

TABLEAU D.1 – Cycles sur le mur non renforcé

D.4 Résultats mur renforcé

N° de cycle	Charge verticale [kN]	Vitesse vérin horizontal imposée	Déplacemen limite vérin [mm]	F_{max} [kN]	Raideur [kN/mm]	δ_{max} [mm]
1	47	0,1mm en 60s.	0,050			
2	47	1mm en 120s.	0,050			
3	47	1,5mm en 120s.	0,100			
4	47	1,5mm en 300s.	0,150	11,38	54,92	0,170
5	47	1,5mm en 300s.	0,175	12,85	62,45	0,197
6	47	1,5mm en 300s.	0,200	14,58	60,69	0,221
7	47	1,5mm en 240s.	0,250	18,80	59,02	0,272
8	47	1,5mm en 240s.	0,300	23,27	63,34	0,318
9	47	1,5mm en 240s.	0,350	24,87	85,50	0,332
10	47	1,5mm en 240s.	0,400	25,12	87,89	0,332
11	47	3mm en 300s.	0,400	30,87	78,78	0,415
12	47	3mm en 300s.	0,450	34,54	77,91	0,466
13	47	3mm en 300s.	0,500	37,93	74,45	0,520
14	47	3mm en 200s.	0,550	40,46	83,40	0,535
15	47	4.5mm en 300s.	0,600	43,34	83,28	0,545
16	47	4.5mm en 300s.	0,650	46,68	77,28	0,619
17	35	4.0mm en 400s.	0,300	21,97	68,84	0,299
18	35	4.0mm en 350s.	0,400	29,91	89,62	0,335
19	35	4.0mm en 350s.	0,500	36,73	92,58	0,413
20	35	4.0mm en 300s.	0,600	42,53	88,95	0,518
21	35	4.0mm en 300s.	0,650	45,85	87,95	0,563

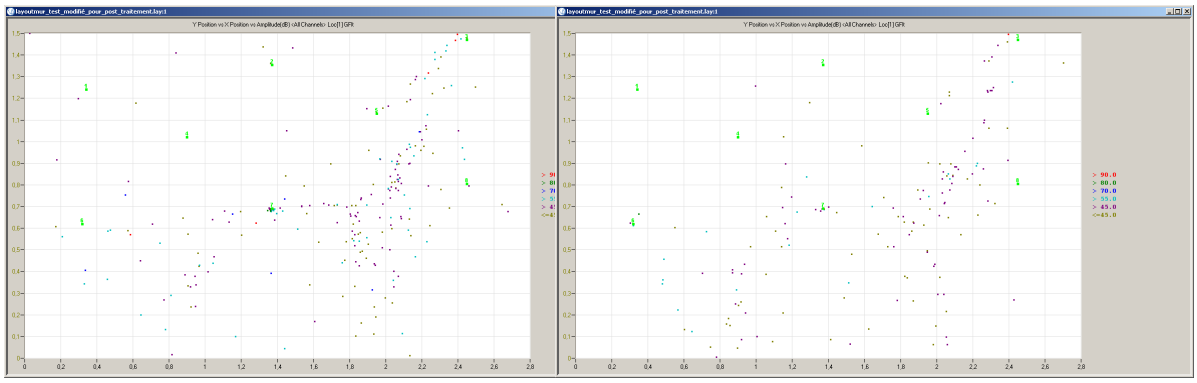
N° de cycle	Charge verticale [kN]	Vitesse vérin horizontal imposée	Déplacemen limite vérin [mm]	F_{max} [kN]	Raideur [kN/mm]	δ_{max} [mm]
22	35	4.0mm en 300s.	Lim. Force : 48,5kN	48,14	76,12	0,659
23	26	4.0mm en 300s.	0,500	33,88	76,31	0,442
24	26	4.0mm en 300s.	0,600	40,71	72,29	0,519
25	26	4.0mm en 300s.	Lim. Force : 48,5kN	48,47	72,96	0,695
26	19	4.0mm en 300s.	0,600	37,60	73,15	0,568
27	19	4.0mm en 300s.	0,700	41,36	70,72	0,680
28	19	4.0mm en 300s.	0,800	42,99	69,25	0,764
29	19	4.0mm en 240s.	0,850	43,89	71,91	0,805
30	19	4.0mm en 240s.	0,900	44,58	71,23	0,849
31	19	4.0mm en 200s.	0,950	45,61	69,05	0,901
32	19	4.0mm en 200s.	Lim. Force : 48,5kN	48,48	71,71	1,21
33	10	4.0mm en 200s.	0,900	34,91	72,33	0,801
34	10	4.0mm en 180s.	1,1	39,38	68,36	1,00
35	10	4.0mm en 150s.	1,3	41,04	67,56	1,21
36 RUPTURE	10	4.0mm en 150s.	1,5	40,03	70,64	1,55
37	10	4.0mm en 150s.	1,8	35,04	65,10	1,71
38	10	4.0mm en 150s.	3,0	34,5	59,00	2,90

TABLEAU D.2 – Cycles sur le mur renforcé

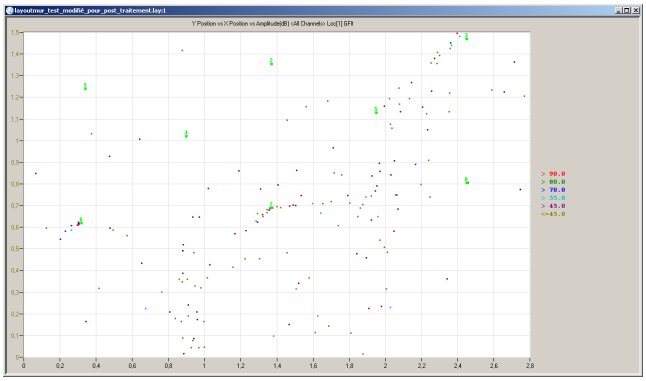
Pour les trois premiers cas de charge verticale (47 kN, 35 kN et 26 kN), les courbes force-déplacement sont assez rectilignes (Figures 5.5 et 5.7). Les cycles de charge et décharge sont quasiment confondus, signe que l'on ne dissipe pas d'énergie. Le renforcement montre donc son efficacité si l'on compare avec les courbes de l'essai précédent.
À capacité maximale du vérin horizontal, le déplacement maximum mesuré est à peu près similaire : 619 μm, 659 μm et 695 μm pour les surcharges de 47 kN, 35 kN, et 26 kN respectivement.

Avec une même surcharge de 47 kN, les murs renforcé et non renforcé montrent le même ordre de grandeur pour le déplacement en tête, à capacité maximale du vérin horizontal.

Pour les cycles menés avec une surcharge de 19kN, un déplacement horizontal plus important est observé. Avec la capacité maximale du vérin horizontal, on atteint 1,21mm, soit presque deux fois celui atteint lors des cycles précédents. Cependant, aucun endommagement n'est encore observé ou capté.
Pour le dernier cas de charge verticale (10 kN), on atteint finalement la rupture au 36ème cycle, pour une force horizontale d'environ 40 kN. La rupture est brutale, et correspond à l'apparition soudaine d'une fissure visible à l'oeil nu, se propageant le long des joints horizontaux à mi-hauteur du mur (Figure 5.10). Lors du 37ème cycle, la fissure se propage en longeant le renforcement.
Avant le 36ème cycle, aucun évènement n'a été capté par l'émission acoustique. Pendant le cycle de rupture, de nombreux évènements ont été captés, montrant la zone de la fissure observée. Beaucoup d'évènements sont aussi captés sur la hauteur du mur du côté du vérin horizontal.



(a) Cycle 36 (b) Cycle 37



(c) Cycle 38

FIGURE D.2 – Évènements enregistrés par l'émission acoustique

Annexe E

Simulation de Raijmakers & Verlemfoort - calcul des paliers de frottement

E.1 Coefficient de frottement : $\mu = 0,82$

Longueur de fissure : $a = 0,70\ m$
Aire résistante : $A_{eff} = (l - a).b = 0,029\ m^2$
où l est la largeur du mur ($l = 0,99\ m$) et b est l'épaisseur du mur ($b = 0,10\ m$)

Contrainte verticale pour un déplacement $\delta_x = 2\ mm$:

$$\sigma_I = \frac{F_y}{A_{eff}} = \frac{70.10^3}{0,029} = 2410\ kPa \tag{E.1}$$

Contrainte horizontale correspondant au palier de frottement :

$$\sigma_{II,gliss} = \mu\sigma_I = 0,82 \times 2410.10^3 = 1976\ kPa \tag{E.2}$$

Force horizontale correspondant au palier de frottement :

$$F_{II,gliss} = \sigma A_{eff} = 57,3 kN \tag{E.3}$$

Or, pour un déplacement $\delta_x = 2\ mm$ sur la courbe $F_x - \delta_x$, la valeur de F_x est de 54 kN, qui est bien inférieur à la force horizontale de glissement $F_{II,gliss}$.

E.2 Coefficient de frottement : $\mu = 0,73$

Longueur de fissure : $a = 0,74\ m$
Aire résistante : $A_{eff} = (l - a).b = 0,025\ m^2$
où l est la largeur du mur ($l = 0,99\ m$) et b est l'épaisseur du mur ($b = 0,10\ m$)

Contrainte verticale pour un déplacement $\delta_x = 2\ mm$:

$$\sigma_I = \frac{F_y}{A_{eff}} = \frac{65.10^3}{0,025} = 2600\ kPa \tag{E.4}$$

Contrainte horizontale correspondant au palier de frottement :

$$\sigma_{II,gliss} = \mu\sigma_I = 0,73 \times 2600.10^3 = 1898\ kPa \tag{E.5}$$

Force horizontale correspondant au palier de frottement :

$$F_{II,gliss} = \sigma A_{eff} = 47,5 kN \tag{E.6}$$

Or, pour un déplacement $\delta_x = 2\ mm$ sur la courbe $F_x - \delta_x$, la valeur de F_x est à peu près égal à la force horizontale de glissement $F_{II,gliss}$.